



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Evaluación de estrategias de diseño para prevenir la formación de piso débil por efecto de cerramientos no estructurales en pórticos

Treball realitzat per:

Pablo Andrés Campoverde Guerrero

Dirigit per:

Ph.D. Jesús Miguel Bairán García

Màster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, Octubre de 2019

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

ESTRATEGIAS DE DISEÑO PARA PREVENIR LA FORMACIÓN DE PISO DÉBIL POR EFECTO DE CERRAMIENTOS NO ESTRUCTURALES EN PÓRTICOS

Autor

PABLO ANDRÉS CAMPOVERDE GUERRERO

Tutor

PhD. Jesús M. Bairán G.

Universidad Politécnica de Cataluña

Ingeniería Civil y Ambiental

Barcelona, Septiembre 2019

AGRADECIMIENTOS

A Dios, que me lo ha dado todo.

A mis padres y hermano, que constituyen parte fundamental de lo que soy y lo que quiero ser.

A Andrea, que siempre está ahí y me anima a seguir adelante.

A mi tutor, Jesús Miguel Bairán, por su guía a lo largo de este trabajo y por todos los conocimientos compartidos, como profesor y como tutor.

Al Estado Ecuatoriano, a través de la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación (SENESCYT), por otorgarme la beca que me permitió realizar este máster. Gracias por confiar en los jóvenes y fomentar el futuro del país, que debe estar fundamentado en el conocimiento y talento humano.

A mis amigos, quienes harán que recuerde mi estancia en Barcelona como una época dorada de mi vida. Gracias Fabián, Thuesman, Santiago, David y Andrés. A mis amigos en Ecuador, que siempre han estado, y siempre estarán.

A todos los profesores del Máster en Ingeniería Estructural y de la Construcción, por el profesionalismo y calidad de contenido en las asignaturas que cursé. Mi agradecimiento y respeto a todos quienes forman parte del equipo de profesores.

RESUMEN

Una práctica muy popular en los sistemas estructurales en muchos lugares del mundo son los pórticos de hormigón reforzado que son rellenos con paredes fábrica o mampostería que no tienen un uso estructural intencionado. Por razones de uso de la estructura, muchas veces el relleno de mampostería no es ejecutado en las plantas bajas, pues su uso suele ser destinado a aparcamientos o locales comerciales. Este hecho puede provocar que la rigidez de los pisos superiores sea muy superior a la del pórtico sin rellenos de planta baja, situación que puede ocasionar ante cierta magnitud de un evento sísmico la formación de un mecanismo de piso débil que puede afectar gravemente la seguridad estructural. La gran cantidad de propuestas en la literatura sobre cómo modelar adecuadamente la mampostería de relleno suele dificultar aún más la consideración de este tipo de problema por el proyectista durante la fase de diseño, siendo común no considerar la mampostería de relleno en los cálculos estructurales. En este trabajo se aplicó un modelo propuesto en la literatura para tomar en cuenta la interacción de la mampostería con los pórticos que la confinan en dos modelos de estudio y se buscó una estrategia de diseño que evite la formación de un mecanismo de piso débil en la planta baja. Los resultados obtenidos apuntan a la necesidad de utilizar factores de sobrerresistencia mayores a los tradicionalmente usados en la filosofía de diseño por capacidad para evitar la formación del piso débil, debiendo usar factores de sobrerresistencia de valor entre 3.14 y 3.44.

Palabras clave: Piso débil, diseño sísmico, análisis no lineal, sobrerresistencia, respuesta sísmica, mampostería.

ABSTRACT

A common practice in structural systems, in many parts of the world, is reinforced concrete frames infilled with masonry partition walls. For functionality purposes, the ground story does not include the masonry infills, which are present in the upper storeys, since its application is usually intended for parking or commercial premises. This fact can induce an unintended elevation irregularity condition, where the upper storeys' stiffness is much higher than in the ground floor's. Consequently, these structures are prone to a soft storey mechanism affecting structural safety seriously if the seismic event is a strong earthquake. The large number of literature proposals on how to properly model masonry panel often makes it even more difficult to consider this type of problem during the design phase, being it common not to consider masonry panel in structural calculations. In this work, a model proposed in the literature was applied to take into account the interaction of the masonry with the concrete frames in two study models to looking for a design strategy that avoids the soft storey mechanism. The results obtained shows the need for higher overstrength factors than those traditionally used in the capacity design philosophy to avoid the soft storey formation; the required overstrength factor of the ground storey ranges between 3.14 and 3.44.

Key words: Soft storey, seismic design, non-linear analysis, overstrength, seismic response, masonry.

1	INTRODUCCIÓN.....	11
1.1	RELEVANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	12
1.2	OBJETIVOS.....	12
2	ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	13
2.1	ASPECTOS BÁSICOS DEL DISEÑO SÍSMICO	13
2.1.1	<i>La acción sísmica y su caracterización</i>	<i>14</i>
2.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS	19
2.2.1	<i>Métodos lineales.....</i>	<i>20</i>
2.2.2	<i>Métodos no lineales.....</i>	<i>22</i>
2.3	MODELADO DE LA INTERACCIÓN PÓRTICO-MAMPOSTERÍA DE RELLENO.....	27
2.3.1	<i>Definición del comportamiento no lineal del panel</i>	<i>30</i>
2.3.2	<i>Comportamiento histerético del panel de relleno.....</i>	<i>31</i>
3	METOLOGÍA	34
3.1	SOFTWARE DE CÁLCULO	34
3.2	CASOS DE ESTUDIO	34
3.2.1	<i>Acciones estáticas.....</i>	<i>35</i>
3.2.2	<i>Acciones dinámicas.....</i>	<i>35</i>
3.2.3	<i>Caracterización y modelado del panel de relleno</i>	<i>36</i>
3.2.4	<i>Análisis no lineal estático y dinámico</i>	<i>38</i>
4	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	39
4.1	PARÁMETROS DE MODELADO DEL PANEL DE MAMPOSTERÍA	39
4.2	DISEÑO DE ESTRUCTURA DE 6 PLANTAS.....	40
4.2.1	<i>Capacidades seccionales y ductilidad</i>	<i>42</i>
4.2.2	<i>Evaluación de la estructura con análisis no lineal.....</i>	<i>45</i>
4.3	DISEÑO DE ESTRUCTURA DE 9 PLANTAS.....	50
4.3.1	<i>Evaluación de la estructura con análisis no lineal.....</i>	<i>51</i>
4.4	ANÁLISIS Y PROPUESTA DE ESTRATEGIA DE DISEÑO.	55
5	CONCLUSIONES	63
5.1	CONCLUSIÓN GENERAL	63
5.2	CONCLUSIONES ESPECÍFICAS	63
6	REFERENCIAS	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Probabilidades de excedencia de uso común para definir espectros de diseño [5].....	15
Tabla 2. Tipos de análisis planteados por EC8 [10].	19
Tabla 3. Condiciones para regularidad de estructuras según Eurocódigo 8 [10].....	19
Tabla 4. Parámetros de definición de espectro de diseño	35
Tabla 5. Características de mampostería [22].	37
Tabla 6. Parámetros de inelasticidad concentrada para validación	37
Tabla 7. Nomenclatura empleada para los modelos de cálculo	39
Tabla 8. Momentos de diseño para vigas de estructura 6-A.....	41
Tabla 9. Diseño planteado de vigas	41
Tabla 10. Diseño de columnas	42
Tabla 11. Capacidades de flexión y giro de vigas diseñadas	42
Tabla 12. Capacidades de columnas diseñadas	43
Tabla 13. Momentos de diseño para vigas de estructura 9-A.....	51
Tabla 14. Valores de γ_I para diferentes períodos de retorno	56
Tabla 15. Resistencia de columnas para axiles de diseño	59
Tabla 16. Factores de mayoración de efectos de la acción sísmica	61
Tabla 17. Respuesta sísmica en función del factor FSR	61

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Fallas por piso débil en estructuras de hormigón	11
Figura 2. Diferencia de comportamiento entre pórticos sin relleno y pórticos con relleno	12
Figura 3. Proceso de diseño	14
Figura 4. Acelerograma del terremoto de Northridge (1994).....	15
Figura 5. Comparación de espectros de diseño de diferentes códigos	16
Figura 6. Espectro de diseño del EC8.....	17
Figura 7. Fuerza sísmica-Desplazamiento. Respuesta elástica e inelástica	18
Figura 8. Distribución del cortante por planta.....	21
Figura 9. Diagrama momento-curvatura de una sección.	24
Figura 10. Transformación a relación fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta	26
Figura 11. Modelo de biela diagonal	28
Figura 12. Macro-modelo con 3 bielas equivalentes	29
Figura 13. Modelo de bielas equivalentes con diferenciación de modo de falla	29
Figura 14. Modelo de daño concentrado	30
Figura 15. Modelo de mampostería con MPL	30
Figura 16. Envolvente no lineal para biela equivalente	31
Figura 17. Modelos histeréticos.	31
Figura 18. Modelo histerético Pivote (PHM).....	32
Figura 19. Ubicación de puntos de Pivote.....	33
Figura 20. PHM gobernado por factor α_2	33
Figura 21. Modelos de estudio.....	34
Figura 22. Espectros de cálculo elástico y de diseño.....	35
Figura 23. Acelerograma ajustado a espectro de diseño.	36
Figura 24. Prototipo reproducido.....	36
Figura 25. Envolvente no lineal – Modelo de validación.	37
Figura 26. Historia de desplazamientos reproducida.	38
Figura 27. Respuesta modelo de cálculo – Respuesta experimental.....	38
Figura 28. Envolvente no lineal – Modelo de análisis	39
Figura 29. Diagrama de momentos – estructura 6-A.	40
Figura 30. Diagramas Momento-Curvatura de extremos de viga.....	43
Figura 31. Diagramas Momento/Curvatura. Columna de borde. Plantas 1-4.....	44
Figura 32. Diagramas Momento/Curvatura. Columna central. Plantas 1-4	44
Figura 33. Diagramas Momento/Curvatura. Columnas plantas 5-6	45
Figura 34. Diagramas de interacción de columnas diseñadas.....	45
Figura 35. Curva de capacidad de estructura y desplazamiento objetivo	46
Figura 36. Progresión de daño esperado en estructura	46
Figura 37. Comparación de deformaciones entre métodos de análisis.....	47
Figura 38. Modelo de cálculo de la estructura 6-B.....	47
Figura 39. Respuesta de estructura 6-A y 6-B	48
Figura 40. Fuerza axil máxima desarrollada en biela equivalente.....	48

Figura 41. Respuesta de estructura 6-A y 6-C	49
Figura 42. Rótulas plásticas esperadas para el sismo de diseño.....	49
Figura 43. Comparación de curvas de capacidad de estructuras 6-A, 6-B y 6-C.....	50
Figura 44. Diagrama de momentos – estructura 9-A.	50
Figura 45. Curva de capacidad de estructura y desplazamiento objetivo	52
Figura 46. Progresión de daño esperado en estructura 9-A.....	52
Figura 47. Comparación de deformaciones entre métodos de análisis.....	52
Figura 48. Modelo de cálculo de la estructura 9-B	53
Figura 49. Respuesta de estructura 9-A y 9-B	53
Figura 50. Fuerza máxima desarrollada en biela equivalente	54
Figura 51. Respuesta de estructura 9-A y 9-B	54
Figura 52. Rótulas plásticas esperadas para el sismo de diseño.....	55
Figura 53. Comparación de curvas de capacidad de estructuras 9-A, 9-B y 9-C.....	55
Figura 54. Deformación en punto de control en función de PGA	56
Figura 55. Deformación en punto de control en función de PGA	57
Figura 56. Puntos de desempeño para diferentes períodos de retorno	58
Figura 57. Axil en columnas en punto de desempeño	59

1 INTRODUCCIÓN

Una práctica muy popular en los sistemas estructurales en muchos lugares del mundo son los pórticos de hormigón reforzado que son rellenados con fábrica o mampostería de ladrillo o bloques. A pesar de no tener un uso estructural, esta mampostería puede producir un aumento de la resistencia y rigidez de la planta, si no se ejecuta con una holgura suficiente respecto a las columnas y vigas del pórtico. Este aumento de capacidad de la planta tiene implicaciones en el comportamiento de sísmico del edificio, pudiendo ser contraproducente para el modo de fallo de la estructura, sobre todo cuando no responde a una distribución uniforme.

Por razones de uso de la estructura, muchas veces el relleno de mampostería no es ejecutado en las plantas bajas pues su uso suele ser destinado a locales comerciales o parqueaderos. Este hecho puede provocar que la rigidez de los pisos superiores sea muy superior a la del pórtico sin rellenos de planta baja, situación que puede afectar gravemente la seguridad de la estructura en caso de presentarse un movimiento sísmico de cierta magnitud, provocando un colapso de la estructura si se forma un mecanismo de piso débil en el piso de menor rigidez, como se ha observado en algunos eventos sísmicos cuyos efectos se muestran en la **Figura 1**.



Figura 1. Fallas por piso débil en estructuras de hormigón [1]

El colapso de la estructura puede generarse si se forma un mecanismo inestable en la planta débil con la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas de la planta. Esta situación es provocada por la distribución irregular de rigidez en altura de la edificación y, por tanto, una concentración de la fuerza sísmica en la planta débil generando grandes solicitaciones a flexión y una gran demanda de ductilidad.

Normalmente en la fase de diseño la interacción del panel de la mampostería de relleno con el pórtico que la confina no suele ser tomada en cuenta por los proyectistas. Esta interacción produce un cambio en el mecanismo de transferencia de carga de la estructura, pasando de un mecanismo cuya resistencia lateral depende de la rigidez de los nudos que unen sus elementos a un mecanismo tipo celosía (Figura 2) [2].

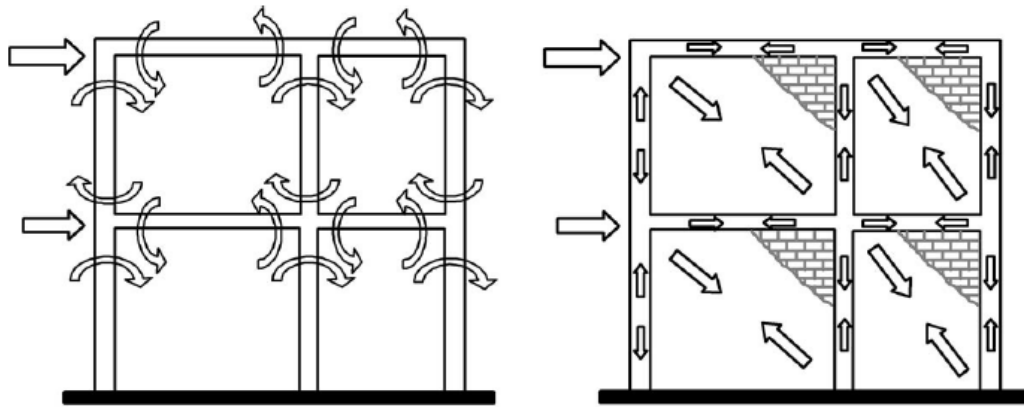


Figura 2. Diferencia de comportamiento entre pórticos sin relleno y pórticos con relleno [2].

1.1 Relevancia de la investigación

Ante la problemática planteada, es notoria la necesidad de tomar en cuenta criterios especiales para proyectar estructuras con este tipo de irregularidad vertical, más aún cuando el origen de estas irregularidades radica en la interacción de la mampostería de relleno con el pórtico, hecho muy común en muchas estructuras alrededor del mundo.

En este estudio se realiza una revisión de la literatura existente para abordar este problema y se propone el empleo de una metodología de diseño.

1.2 Objetivos

Este trabajo tiene como objetivo general definir una estrategia de diseño para evitar la formación de un mecanismo de piso débil en los modelos de estudios planteados.

Los objetivos específicos que se plantean son:

- Definir un modelo de estudio válido a fin de evaluar una estrategia de diseño para prevención de piso débil.
- Definir una metodología de diseño y análisis para aplicar en los modelos de estudio.
- Realizar un diseño sismorresistente de los modelos de estudio planteados
- Determinar el método adecuado de modelización de la interacción entre el panel de relleno y el pórtico que lo confina.
- Realizar evaluación sísmica de los modelos planteados a través de análisis no lineal.
- Proponer líneas de trabajo futuro en esta temática.

2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Los sistemas estructurales de una edificación se ven sometidos a lo largo de su vida a acciones externas como movimientos y deformaciones impuestas, fuerzas y aceleraciones. Los terremotos actúan en las estructuras mediante aceleraciones en su base induciendo fuerzas y desplazamientos. Para sistemas elásticos, estas fuerzas y desplazamientos son proporcionales a la rigidez del sistema estructural, mientras que el análisis se vuelve más complejo cuando se trata de una respuesta no lineal o inelástica [3].

Los efectos devastadores que produjeron terremotos severos como los de México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994 y Kobe 1995, generaron un aumento en la preocupación del medio de la ingeniería estructural en generar reglamentos de diseño sísmicos que permitan asegurar un desempeño sísmico satisfactorio, el cual hace necesario un control de la respuesta dinámica de las estructuras [4].

El presente capítulo aborda brevemente las bases teóricas que permiten establecer la respuesta dinámica de las estructuras ante la acción sísmica. Se muestran aspectos teóricos de ingeniería estructural, así como prescripciones de normativas internacionales de aceptación general. Se hace descripción de la problemática involucrada en el modelado de la interacción de la mampostería de relleno en pórticos de hormigón y se realiza una recopilación de algunos de los modelos existentes en la literatura que permiten determinar la influencia de las paredes de relleno en pórticos de hormigón armado.

2.1 Aspectos básicos del diseño sísmico

El desempeño sísmico puede medirse cualitativamente en términos de la seguridad proporcionada a sus ocupantes durante y después del terremoto, el costo y la factibilidad de restaurar la estructura a las condiciones previas al evento, el tiempo en el que la estructura está fuera de servicio por motivos de reparación, y el impacto económico, histórico y arquitectónico a la comunidad en general. Todas estas características están directamente relacionadas con el nivel de daño que la estructura es capaz de soportar. [5]

Para lograr proveer a una estructura de un adecuado desempeño sísmico, se debe realizar un proceso de diseño, que típicamente pasa por tres fases (ver **Figura 3**) [1]:

- Fase 1: Definición del sistema estructural resistente, el cual depende de las cargas a las que será sometida la estructura y de algunos principios de diseño sísmico. Entre los sistemas estructurales para resistir las cargas laterales que produce un terremoto están los pórticos resistentes a momento, sistemas de muros y los sistemas duales (pórtico-muro). Esta fase es dependiente del diseño arquitectónico.
- Fase 2: En esta fase se desarrolla el proceso de diseño sísmico, que parte por la generación de un modelo matemático o modelo de análisis estructural en donde se realizan ciertas simplificaciones basadas en el método de análisis a utilizarse. Con el modelo de análisis se calculan los efectos de las acciones de diseño. Las acciones de diseño se determinan a su vez a partir de combinaciones de carga provistas por códigos de diseño. Se verifica al final de la fase 2 que las dimensiones dadas a los elementos

estructurales sean adecuadas comprobando que las deformaciones en la estructura estén bajo los valores límite permitidos por la normativa escogida y por las prescripciones dadas por la propiedad. Si se cumple con la verificación de deformaciones, se realiza el detallado de los armados de las secciones buscando alcanzar los valores necesarios de resistencia seccional y ductilidad, otra vez, bajo criterios de seguridad provistos por los códigos estructurales.

- Fase 3: Elaboración de planos de construcción, especificaciones e indicaciones para la implementación práctica en la construcción.

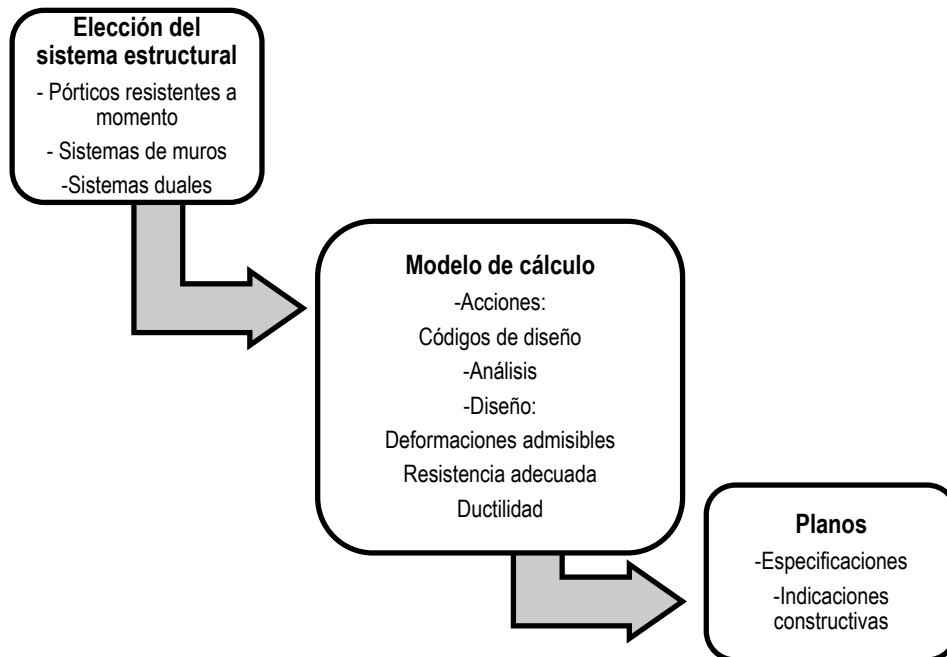


Figura 3. Proceso de diseño

Tal y como se observa en la fase dos, para realizar las comprobaciones de resistencia y deformación es necesario primeramente definir las acciones que actuarán sobre la estructura, tema que se aborda a continuación.

2.1.1 La acción sísmica y su caracterización

La acción sísmica puede ser un fenómeno natural o inducido por el hombre. Las causas son varias como pueden ser impactos de meteoritos, actividad volcánica, explosiones nucleares bajo tierra, rotura de rocas inducida por grandes reservorios de origen antropogénico; sin embargo, la mayoría de eventos sísmicos son producto de las deformaciones relativas que se producen en los bordes de las placas tectónicas liberándose una gran cantidad de energía en forma de ondas de choque que se propagan a través del suelo [6].

La acción sísmica esencialmente tiene un carácter aleatorio y puede ser representada a través de acelerogramas, los cuales son grabaciones de la aceleración del suelo durante los terremotos, que tienen sus registros más antiguos en los inicios de la década de 1930. Estos registros, como el mostrado en la **Figura 4**, permiten obtener una serie de datos necesarios para caracterizar la

acción sísmica, como son la Aceleración Pico del Suelo (PGA por sus siglas en inglés), la frecuencia de los movimientos del suelo y la amplitud de los movimientos a lo largo del tiempo [3].

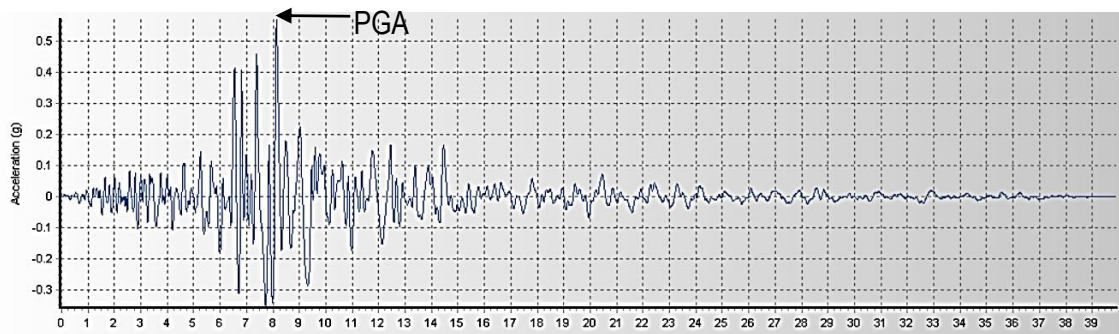


Figura 4. Acelerograma del terremoto de Northridge (1994)

La información fundamental a extraer de los acelerogramas para el diseño es expresada en forma de espectro de respuesta, el cual representa la respuesta máxima de un sistema lineal de un solo grado de libertad a los diferentes períodos de vibración del acelerograma. A través de análisis probabilísticos de amenaza sísmica, los diferentes códigos de diseño alrededor del mundo especifican espectros de diseño, los cuales dependen de la probabilidad de excedencia y su correspondiente período de retorno. El espectro de diseño de los diferentes códigos suele ser referido como espectro elástico de diseño, pues representa la respuesta elástica de la estructura sin tomar en cuenta el daño progresivo que se genera a lo largo de un terremoto.

La probabilidad de excedencia de un evento sísmico se mide para un tiempo de 50 años, por lo que a menor probabilidad de excedencia será mayor el período de retorno del terremoto. La **Tabla 1** muestra las probabilidades de excedencia con los períodos de retorno correspondientes usados para definir los espectros de diseño. [5]

Tabla 1. Probabilidades de excedencia de uso común para definir espectros de diseño [5].

Probabilidad de excedencia del terremoto	Período de retorno (años)
50% /50 años	72
20% /50 años	225
10% /50 años	474
2% / 50 años	2475

Normalmente, los códigos aproximan los períodos de retorno a 75, 225, 500 y 2500 años. En general, la forma de los espectros de diseño es producto del promedio de muchos acelerogramas y se basa en estimaciones probabilistas de la contribución al riesgo sísmico de un gran número de terremotos pequeños y un reducido número de grandes terremotos [3]. La **Figura 5** muestra los espectros dados por cuatro diferentes códigos de diseño, en todos ellos se observa que se divide al espectro en tres secciones dependiendo del período. Para períodos cortos, normalmente entre 0 y T_A o T_0 según el código, típicamente igual a 0.15 segundos, la aceleración espectral crece desde un valor inicial dado por la aceleración pico del suelo (PGA) hasta un valor máximo. Posteriormente se encuentra la meseta de aceleración, entre los valores de T_A o T_0 hasta T_s , T_c o T_B ; esta rama se caracteriza por poseer una aceleración constante. La siguiente rama, correspondiente a períodos mayores a T_s , T_c o T_B , muestra una disminución de la aceleración espectral, siendo en esta rama la velocidad constante. Algunos códigos especifican espectros con

un límite superior de T_s , T_c o T_B , a partir del cual la aceleración decrece según el cuadrado del período. Los diferentes parámetros descritos por los códigos para calcular el espectro elástico de respuesta son dependientes de las características del suelo donde se proyectará la estructura.

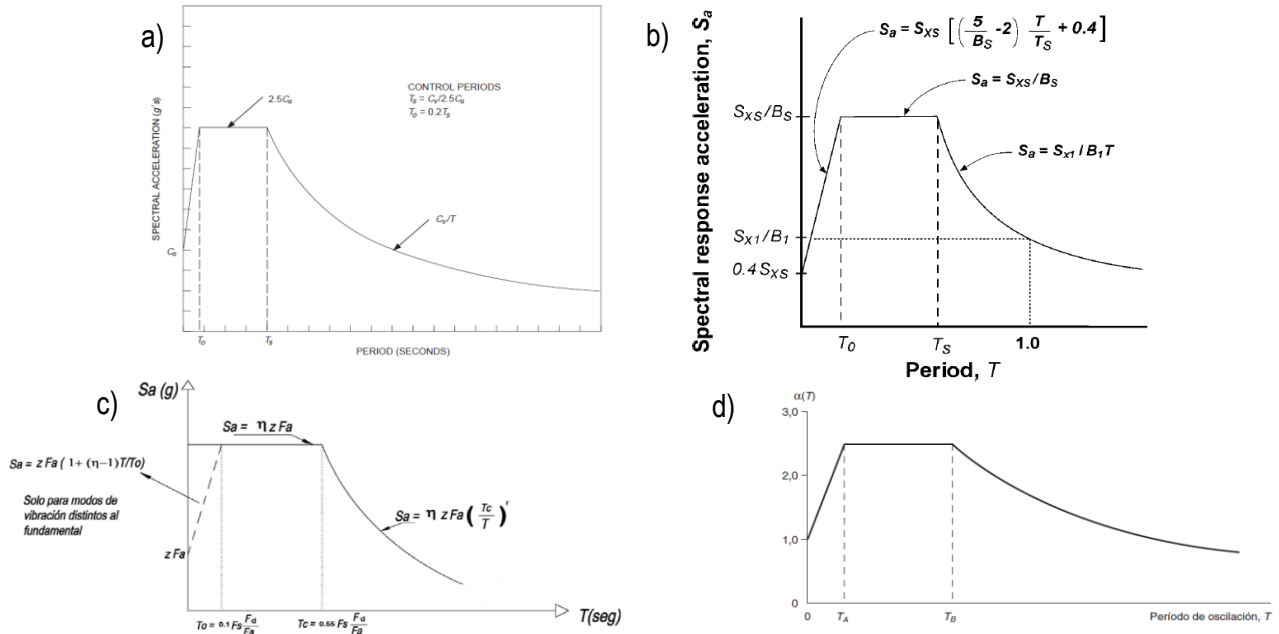


Figura 5. Comparación de espectros de diseño de diferentes códigos: a) UBC [7] b) FEMA 356 [5] c) NEC 2011 [8] d) NCSE 02 [9]

En particular, el Eurocódigo 8 (EC8) [10] en su parte 1 establece dos espectros horizontales elásticos que tienen la misma forma y se definen por las siguientes ecuaciones:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.4)$$

Donde S_e es la aceleración espectral elástica, T el período de vibración de un sistema lineal de un grado de libertad, a_g es el valor de la aceleración de referencia máxima del suelo en un terreno con una velocidad media de la onda de corte $v_{s,30}$ mayor a 800 m/s, T_B es el límite inferior del período del tramo de aceleración espectral constante, T_C es el límite superior del período del tramo de aceleración espectral constante, T_D es el valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro, S es un coeficiente que depende del suelo y η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento y es igual a 1 para un amortiguamiento del 5%.

La **Figura 6** muestra la forma del espectro de diseño del EC8. El tipo de espectro a usar dependerá de la magnitud del terremoto esperado según análisis de peligrosidad sísmica y se establece una magnitud de ondas superficiales M_s igual a 5.5 como límite para usar el espectro tipo 2. La

variación entre los tipos de espectro de diseño se manifiesta a través de diferentes valores de S , T_B , T_C y T_D .

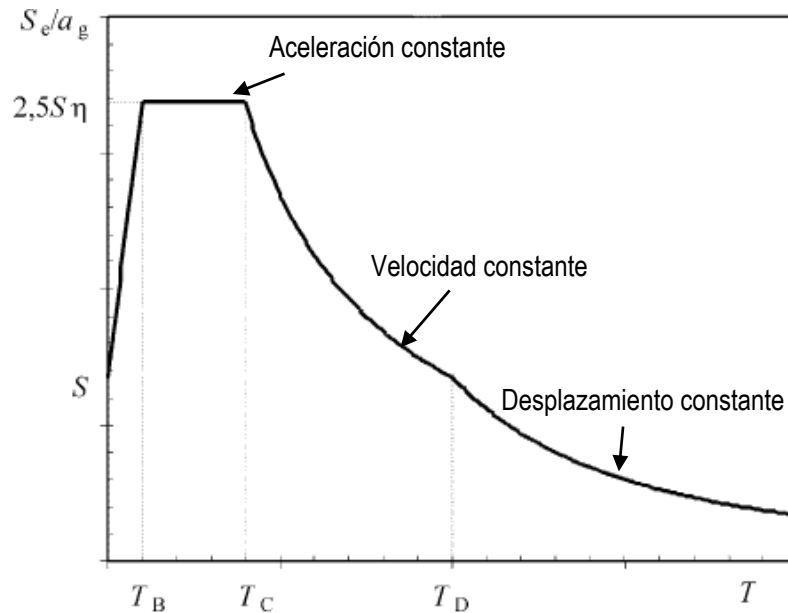


Figura 6. Espectro de diseño del EC8.

Como se mostró en la **Figura 3**, la fase dos de diseño exige la verificación de que la estructura posea una ductilidad adecuada. Pensar en la ductilidad de la estructura no tendría sentido si se diseñara la estructura para mantenerse dentro del rango elástico ante un evento sísmico, es por esto que los códigos establecen la realización de un análisis elástico basado en un espectro de respuesta reducido respecto al elástico mediante el uso de un factor de respuesta llamado coeficiente de comportamiento, que en el caso del EC8 se denota con la letra q . Esta reducción permite tomar en cuenta la capacidad de la estructura de disipar energía principalmente mediante un comportamiento dúctil, el cual puede ser medido a través de deformación, desplazamiento o curvatura [1].

Diseñar una estructura utilizando el espectro elástico de diseño se traduce en un menor potencial de daño en la estructura ante un evento sísmico de baja probabilidad de ocurrencia, pero resulta en diseños menos económicos respecto a los resultados que se obtendrían del diseño practicando una reducción del espectro dotando de una ductilidad adecuada a la estructura. La **Figura 7** muestra gráficamente estos conceptos en donde un desplazamiento Δ_{max} puede ser alcanzado por la estructura de tres formas diferentes a través de 3 valores de fuerzas diferentes. Si la estructura tiene una resistencia adecuada para resistir un valor de F_{el} sin incursionar en el rango inelástico, la estructura llegará a deformarse hasta el valor Δ_{max} sin sufrir una deformación permanente al retirar la fuerza F_{el} . En el segundo caso, si la estructura tuviera una resistencia menor que F_{el} tal que al aplicar una fuerza de valor F_{R2} la estructura empiece a sufrir un daño controlado con capacidad de deformarse hasta Δ_{max} , se lograría el mismo desplazamiento que el caso uno con una fuerza menor. En el caso tres, para alcanzar un desplazamiento Δ_{max} con una fuerza F_{R3} que es menor a F_{R2} , la estructura deberá poseer una capacidad de deformación aún mayor que en el caso dos y, por tanto, ser más dúctil. Por consiguiente, definido una vez el nivel de daño aceptable se puede definir la ductilidad necesaria y economizar el diseño respecto a uno elástico.

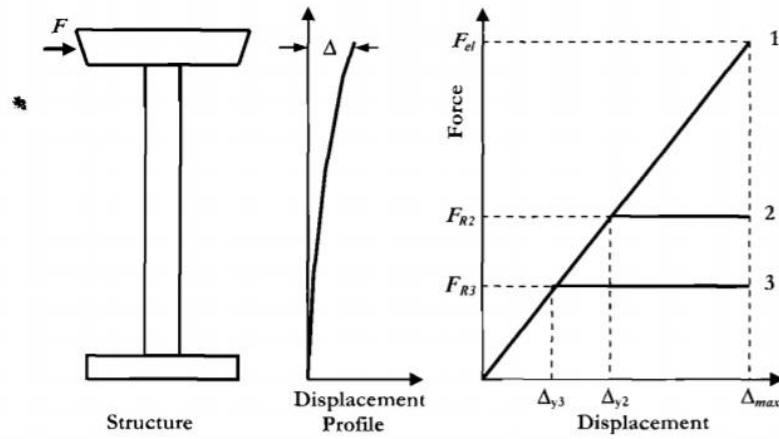


Figura 7. Fuerza sísmica-Desplazamiento. Respuesta elástica e inelástica [3]

Es de especial relevancia que en algunos códigos alrededor del mundo los valores de q suelen tener un valor constante independientemente del período de la estructura. Este hecho puede resultar en diseños poco conservadores en estructuras con períodos de vibración cortos [5].

La reducción planteada por el EC8 no es constante y se realiza en función del período de vibración de la estructura. Las siguientes expresiones son planteadas por el código para la obtención del espectro reducido [10]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.7)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.8)$$

Donde S_d es la aceleración espectral de diseño.

2.2 Métodos de análisis

Según sea la distribución arquitectónica en planta y en elevación, además de la complejidad del sistema estructural escogido para resistir las fuerzas gravitatorias y sísmicas, los códigos prescriben diferentes tipos de análisis a realizarse a fin de obtener de manera más precisa los efectos de las acciones sísmicas sobre la estructura.

Particularmente, el EC8 [10] determina el tipo de análisis a realizarse en función de la regularidad en planta y en alzado de la estructura, a la cual se clasifica primeramente como estructura regular o irregular. Los métodos de análisis según la clasificación de la estructura se resumen a continuación:

Tabla 2. Tipos de análisis planteados por EC8 [10].

Condición	Modelo	Método de análisis
Regular en planta y alzado	Plano	Fuerza lateral
Regular solo en planta	Plano	Análisis modal
Regular solo en alzado	Espacial	Fuerza lateral
Irregular en planta y alzado	Espacial	Análisis modal

Los métodos de análisis presentados en la tabla anterior son métodos lineales, es decir, no toman en cuenta una incursión en la rama post-elástica o no lineal, no obstante, se propone como alternativa a los métodos elásticos dos tipos de análisis no lineales: análisis estático no lineal (pushover) y análisis no lineal en el dominio del tiempo mediante acelerogramas (time history).

La **Tabla 3** muestra los criterios dados por el código para la clasificación de una estructura como regular o irregular:

Tabla 3. Condiciones para regularidad de estructuras según Eurocódigo 8 [10]

Regularidad en Planta		Regularidad en Alzado	
Parámetro	Criterio	Parámetro	Criterio
Rigidez lateral y distribución de masas	Distribución simétrica en planta respecto a los dos ejes ortogonales	Rigidez lateral y distribución de masas	La rigidez lateral como la masa de planta debe ser constante o reducirse gradualmente sin cambios bruscos desde la base hasta la parte superior de cada edificio
Configuración compacta en planta	Si existen chaflanes en esquinas o alineaciones desplazadas, el área entre el perímetro de la planta y una línea poligonal convexa envolviendo la planta no supere el 5% de dicha planta	Continuidad	Los sistemas laterales resistentes deben ser continuos desde la cimentación hasta la parte superior del edificio o zona que corresponda del edificio
Rigidez de los forjados	La rigidez de los forjados debe ser suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales	Resistencia lateral entre plantas contiguas	La razón entre la resistencia lateral real de cada planta y la resistencia exigida por el análisis no debería variar bruscamente entre plantas contiguas.

Regularidad en Planta		Regularidad en Alzado	
Parámetro	Criterio	Parámetro	Criterio
Esbeltez	La razón entre la mayor y la menor dimensión en planta del edificio no debe ser mayor a 4	Retranqueos	El retranqueo de cualquier planta debe ser menor al 20% de la dimensión de la planta inferior. Un retranqueo dentro del 15% inferior de la altura total no debe ser mayor al 50% de la dimensión de la planta inferior. Si los retranqueos no son simétricos, la suma de los retranqueos de todas las plantas no debe ser mayor al 30%
Excentricidad estructural	La distancia entre el centro de rigidez y el centro de gravedad debe ser menor al 30% del radio de torsión		

2.2.1 Métodos lineales

2.2.1.1 Método de la fuerza lateral

Este método, también llamado método de la fuerza lateral equivalente o análisis estático, consiste en los siguientes pasos [6]:

- **Estimación del primer modo de vibración natural y su período:** Se pueden emplear ecuaciones empíricas, inversión de la matriz de rigidez en ordenador o el método de Rayleigh. Para pórticos de hormigón armado se plantean las siguientes ecuaciones:

$$T_1 = 0.061 H^{0.75} \quad (3.9-a)$$

$$T_1 = 0.075 H^{0.75} \quad (3.9-b)$$

En las ecuaciones 3.9-a y 3.9-b, H es la altura del edificio. La ecuación 3.9(a) es propuesta por Paulay y Priestley [6] y la ecuación 3.9(b) es propuesta por el EC8 [10].

Un cálculo más preciso puede ser desarrollado empleando la expresión de Rayleigh:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^n W_i \Delta_i^2}{g \sum_1^n F_i \Delta_i}} \quad (3.10)$$

Donde F_i es la fuerza lateral aplicada en el nivel i , N es el número total de niveles, W_i es la masa sísmica de cada planta y Δ_i es el desplazamiento lateral correspondiente de cada planta.

- **2. Elección de la aceleración espectral apropiada:** Este valor puede ser obtenido del espectro de diseño y dependerá de la ductilidad que se desee dotar a la estructura según el tipo de edificación.

La fuerza cortante en la base del edificio entonces será igual a:

$$V_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.11)$$

Donde V_b es la fuerza cortante en la base de la estructura, S_d es la aceleración espectral de diseño correspondiente al período T_1 de la estructura, m es la masa total del edificio sobre la cimentación o sobre la parte superior de un sótano rígido y λ es un coeficiente de corrección igual a 0.85 para $T_1 \leq 2T_c$, caso contrario igual a 1.

3. Distribución por planta del cortante basal: Se debe distribuir el cortante en función de la forma del modo de vibración fundamental de la estructura. En este método, la forma modal para estructuras de hasta diez pisos puede asumirse lineal. La **Figura 8** muestra una distribución lineal de la fuerza sísmica, en donde la planta superior sufrirá un mayor desplazamiento debido a una mayor fuerza sísmica asignada. De todas formas, la geometría deformada para distribuir la fuerza sísmica puede calcularse usando métodos de dinámica estructural. La distribución en altura de la fuerza horizontal se calcula con la siguiente expresión:

$$F_i = V_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (3.12)$$

Donde F_i es la fuerza horizontal para la planta i , s_i y s_j son los desplazamientos de las masas sísmicas m_i y m_j para el modo fundamental.

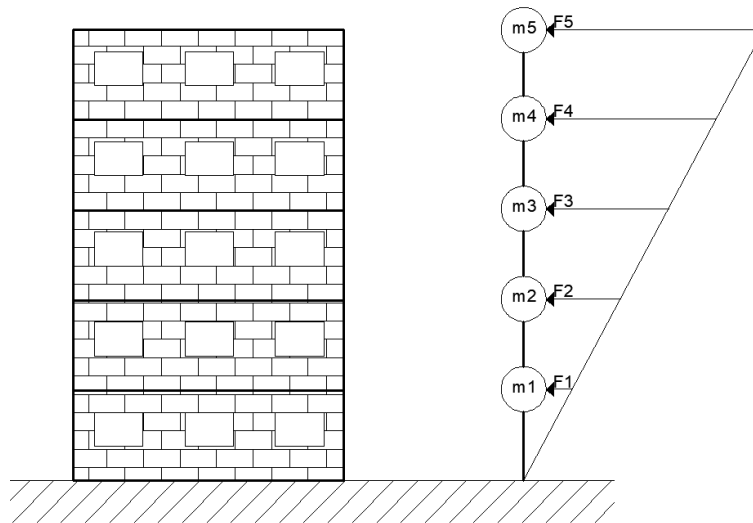


Figura 8. Distribución del cortante por planta

4. Análisis de la estructura para obtener esfuerzos de diseño: Obtención de momentos flectores, cortantes y axiles mediante análisis estructural.

6. Verificación de deformaciones, ductilidad y resistencia: Se debe verificar que la estructura resista elásticamente como mínimo los esfuerzos obtenidos del análisis estructural. Las deformaciones obtenidas del cálculo serán deformaciones elásticas, pues se ha realizado un cálculo elástico. La transformación de estas deformaciones elásticas e inelásticas se hace a través de la ecuación 3.13, en donde se amplifica las deformaciones a través del coeficiente de

comportamiento q . Esta aproximación es válida pues las fuerzas de diseño se han obtenido de un espectro de diseño reducido para una ductilidad dada.

$$\Delta_m = q \Delta_e \quad (3.13)$$

Donde Δ_m es la deformación inelástica a utilizar para la verificación de derivas, y Δ_e es la deformación elástica obtenida del análisis estructural.

2.2.1.2 Análisis modal espectral

Este método, también llamado análisis dinámico, permite tomar en cuenta la contribución de los modos de vibración superiores al fundamental en la respuesta de la estructura a la acción sísmica. Este método requiere un análisis modal de la estructura para determinar las frecuencias naturales y modos de vibración. Con este análisis y usando el espectro de diseño, se obtienen separadamente los efectos máximos de interés, como pueden ser desplazamientos de piso y esfuerzos. Los resultados del análisis, que no ocurren necesariamente simultáneamente, son entonces combinados usando algún criterio adecuado de combinación modal para obtener una respuesta máxima para propósitos de diseño [1].

El EC8 [10] propone dos tipos de combinaciones en función de la independencia de la respuesta entre modos de vibración. En el caso de que la diferencia entre los períodos de vibración a analizar sea mayor al 10%, el código propone el uso de la combinación modal denominada SRSS (Square-root-sum-of-squares o Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) que tiene la siguiente forma:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.14)$$

Donde E_E es el efecto de diseño de la acción sísmica considerada y E_{Ei} es el valor de dicho efecto en el modo de vibración i .

La combinación SRSS puede conducir a errores significativos cuando frecuencias modales adyacentes tienen valores muy cercanos, caso en el cual se deberá usar la combinación CQC (Combinación Cuadrática Completa) descrita brevemente en Paulay y Priesley [6].

2.2.2 Métodos no lineales

En los métodos lineales, al ser válidos los principios de superposición y de proporcionalidad entre causa y efecto, los esfuerzos pueden ser calculados usando las secciones brutas y los resultados no dependen de la disposición ni cantidad del refuerzo de los elementos. Los métodos no lineales toman en cuenta precisamente las disposiciones del armado en los elementos, y las propiedades seccionales cambian en el tiempo, pues el análisis no lineal es dependiente de la historia de cargas, y a nivel de resultados permite obtener la carga última real de la estructura y la capacidad de disipación de energía, la cual puede ser mucho mayor a la prevista con un análisis lineal elástico.

El proceso de análisis no lineal parte del cálculo de los esfuerzos con un análisis lineal, y a partir de este punto obtener a nueva distribución de rigideces que dependerá del estado de los materiales (fisuración, plastificación, nivel de compresión, etc.), para luego realizar un segundo análisis y repetir el proceso hasta que se obtiene una distribución consistente entre fuerzas y rigideces [11].

Los tipos de análisis no lineal más básicos usan elementos tipo barra asumiendo un comportamiento inelástico concentrado en una serie de puntos fijos llamados rótulas plásticas, con características de fuerza-desplazamiento dadas. Estas características pueden ser representadas a través de relaciones momento-curvatura, momento-giro o fuerza axial-elongación. Estas relaciones son dependientes del nivel de carga axial en el elemento, lo cual genera un inconveniente en este método de análisis, pues la fuerza axial varía en el tiempo a lo largo de un terremoto y reduce la ductilidad de la sección a la vez que aumenta el momento resistente hasta valores moderados y para elevados niveles de carga reduce la capacidad a flexión [12].

El EC8 [10] establece como mínimo el uso de una relación bilineal (elasto-plástica) tensión deformación para cada elemento, cuyo cálculo debe ser realizado con los valores medios de las propiedades de los materiales (en análisis elástico se usan los valores característicos reducidos de las propiedades de los materiales).

La relación tensión deformación de uso común para el cálculo no lineal en diseño sísmico de estructuras es la relación momento-curvatura, la cual relaciona el incremento de rotación por unidad de longitud a medida que aumenta el momento flector. La curvatura de una sección se puede expresar como [11]:

$$\chi = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (3.15)$$

Donde χ es la curvatura, ε_c es la deformación unitaria de la fibra más comprimida, ε_s es la deformación unitaria del acero de refuerzo y d es la profundidad efectiva de la sección.

La **Figura 9** muestra el diagrama momento curvatura de una sección, el cual es una representación gráfica de la evolución del momento flector y su efecto en la rigidez del elemento analizado. Se distinguen en el diagrama claramente tres fases; la primera con una rigidez elástica EI , la segunda con un incremento de la curvatura debido a la fisuración de la sección y la reducción de la rigidez producto de la disminución de la inercia. La tercera fase inicia cuando se alcanza el momento de plastificación, en donde la rigidez baja hasta valores que pueden llegar a ser la cuarta parte de la rigidez elástica dependiendo de la cuantía de refuerzo de la sección.

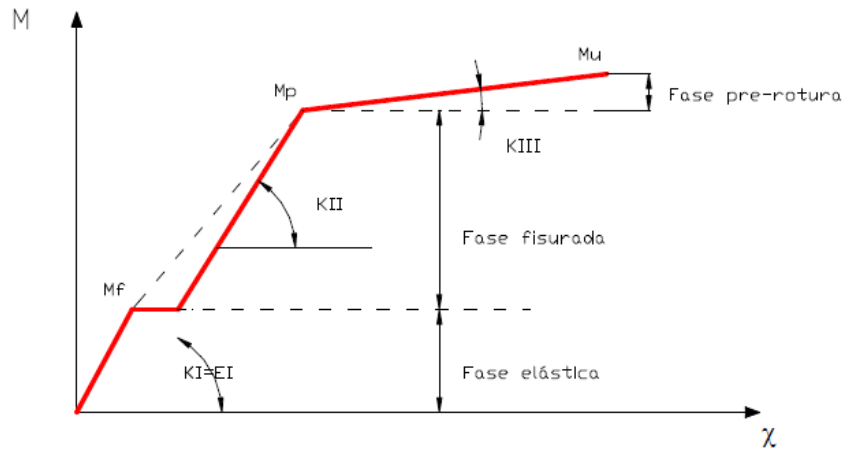


Figura 9. Diagrama momento-curvatura de una sección. [11]

A pesar de que la diferencia entre el momento de plastificación y el momento último sea pequeña y normalmente no supere el 10%, la diferencia en cuanto a deformaciones es muy significativa [13]; por tanto, el diagrama momento curvatura es una herramienta muy útil para evaluar la ductilidad de una sección.

La ductilidad es inversamente proporcional a la profundidad relativa del eje neutro, x/d ; es decir, mientras menor sea el valor calculado de x/d , la ductilidad será mayor. La profundidad relativa del eje neutro se puede aproximar con un error pequeño mediante la siguiente expresión [11]:

$$\frac{x}{d} = 1.453[v_d + (\rho - \rho') \frac{f_y}{f_c}] \quad (3.16)$$

$$v_d = \frac{N}{f_c \cdot b \cdot d} \quad (3.17)$$

Donde x es la profundidad del eje neutro, v_d es la fuerza axial adimensional, ρ y ρ' son las cuantías de acero a tracción y compresión respectivamente, f_y la resistencia del acero de refuerzo, f_c es la resistencia del hormigón y b es la base de la sección.

De la ecuación 3.16 se pueden plantear tres acciones para aumentar la ductilidad de una sección [11]:

- **Acción 1:** Disminuir el esfuerzo de compresión en el hormigón: Puede disminuirse el esfuerzo de compresión en el hormigón añadiendo armadura de refuerzo, incrementando el canto de la pieza o incrementando al ancho del bloque de compresión.
- **Acción 2:** Incrementar la resistencia del hormigón y su capacidad última de deformación: Esto se puede lograr aumentando el confinamiento transversal generando un estado triaxial de compresión en el hormigón.
- **Acción 3:** Proveer acero de refuerzo de alta ductilidad: Esta medida es válida principalmente cuando se tiene bajas cuantías de refuerzo, en donde la curvatura última dependerá de la deformación última del acero de refuerzo.

Para determinar la capacidad de disipación de energía de una estructura mediante análisis no lineal, el EC8 propone dos métodos: análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal.

2.2.2.1 Análisis estático no lineal (Pushover)

Este procedimiento fue originalmente utilizado para evaluar la reserva de resistencia de plataformas offshore sometidas a varios terremotos. Fue presentado en la Séptima Conferencia Anual de Tecnología Offshore en 1975. El análisis Pushover es un procedimiento simple paso a paso, que intenta imitar la progresión de deformación post-elástica de una estructura hasta el colapso a través de un incremento monótonico de carga lateral distribuida según prescripciones normativas [14]. Una desventaja del análisis Pushover es que no toma en cuenta la contribución de modos de vibración superiores al fundamental. [1]

El análisis Pushover permite obtener la curva de capacidad de la estructura, la cual es la representación gráfica que relaciona la fuerza cortante en la base (V_b) y el desplazamiento en un punto de control, que generalmente suele tomarse en el centro de gravedad de la cubierta del edificio. Esta curva permite conocer la capacidad de absorción de energía de la estructura, pues para una misma cantidad de deflexión, la energía absorbida en el rasgo post-elástico es el doble que en el rango elástico [15]. La reserva de resistencia se puede medir como la división entre el desplazamiento en el punto de interés correspondiente al colapso y el desplazamiento objetivo [14].

El desplazamiento objetivo es el desplazamiento probable que puede ser experimentado durante un sismo y se puede obtener mediante un espectro de respuesta inelástico y la curva de capacidad [16]. Existen algunos métodos para obtener el desplazamiento objetivo como ATC-40, FEMA-273 y el método N2.

El método N2 se explica en el Anexo B del EC8 [10] y parte de transformar la estructura en un sistema equivalente de un solo grado de libertad. La masa equivalente se calcula según la siguiente ecuación:

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2 \quad (3.18)$$

Donde m_i es la masa de cada planta y ϕ_i el desplazamiento normalizado, que se puede obtener de un análisis modal.

El coeficiente de transformación Γ , también llamado factor de participación modal, se calcula como sigue:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.19)$$

La fuerza F^* y el desplazamiento d^* del nuevo sistema se calculan con las siguientes expresiones:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.20)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.21)$$

Donde F_b y d_n son el cortante en la base y el desplazamiento en el nudo de control respectivamente, obtenidos con la curva de capacidad. Posteriormente, se transforma la curva de capacidad del sistema de un solo grado de libertad en una curva elasto-plástica perfecta, que consiste en dos rectas como se muestra en la **Figura 10**.

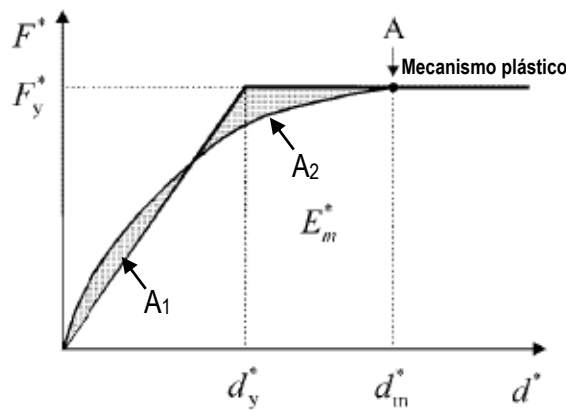


Figura 10. Transformación a relación fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta

El desplazamiento de plastificación se calcula de tal forma que la superficie A_1 y A_2 sean iguales, lo cual se cumple con la siguiente expresión:

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (3.22)$$

Donde F_y^* , d_m^* y E_m^* son el cortante en la base, el desplazamiento en el punto de control y la energía de deformación real en el instante de la formación del mecanismo plástico. El período de vibración T^* de la estructura equivalente se calcula mediante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.23)$$

El desplazamiento objetivo del sistema de un grado de libertad con comportamiento elástico ilimitado d_{et}^* es calculado entonces con la ecuación:

$$d_{et}^* = S_e(T)^* \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.24)$$

Donde $S_e(T)^*$ es la aceleración espectral elástica para el período T^* . Finalmente, el desplazamiento objetivo d_t^* será calculado en función del rango de período de la estructura o mediante proceso iterativo, según explica el anexo B del EC8. [10]

2.2.2.2 Análisis dinámico no lineal (Time History)

El análisis dinámico no lineal permite encontrar la respuesta de la estructura a una excitación sísmica representada por un acelerograma. El método es el más preciso de los expuestos en este documento, y consiste en obtener la respuesta dinámica de la estructura paso a paso en el tiempo a través de la integración numérica de la ecuación de movimiento, hecho que hace de este método el de mayor costo computacional. En este tipo de análisis se toma en cuenta además la respuesta de los materiales a acciones de carga y descarga, la cual puede ser descrita bajo reglas histeréticas.

La ecuación de movimiento se manifiesta matemáticamente como:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = r(t) \quad (3.25)$$

Donde m es la matriz diagonal de masa y \ddot{u} es la aceleración de la estructura n , c es la matriz de amortiguamiento, \dot{u} la velocidad, K es la matriz de rigidez, u el desplazamiento de la masa y $r(t)$ es el vector de cargas aplicadas [17].

Por lo general no es posible la solución analítica de la ecuación de movimiento debido a la variación arbitraria en el tiempo de la excitación sísmica y a la naturaleza no lineal del problema. La solución a esta ecuación debe abordarse mediante métodos numéricos paso a paso [18], entre los cuales se enumeran los siguientes:

- Métodos paso a paso en el tiempo.
- Métodos basados en la interpolación de la excitación.
- Método de la diferencia central.
- Método de Newmark.

Mayor información sobre estos métodos de solución puede ser encontrada en Chopra [18].

2.3 Modelado de la interacción pórtico-mampostería de relleno

El panel de mampostería de relleno dentro de un pórtico de hormigón armado afecta el comportamiento de este, pues aumenta la rigidez en el plano y por tanto la resistencia a los esfuerzos horizontales del conjunto pórtico-mampostería. Además, la respuesta sísmica de la estructura se ve influenciada ya que el aumento de rigidez lateral producido por los paneles de

mampostería de relleno ocasionará una disminución del período de vibración en la estructura y por tanto una mayor aceleración de la masa sísmica. Por estas razones, el modelado de la interacción pórtico-mampostería ha sido objeto de numerosas investigaciones.

En general, los modelos para analizar pórticos rellenos de mampostería se dividen en modelos locales o micro-modelos y modelos simplificados o macro-modelos. Los micro-modelos requieren una definición más precisa de los elementos que conforman el panel de mampostería por lo que para propósitos de diseño no son adecuados debido a la complejidad de modelado y al costo computacional que implica su cálculo. Los macro-modelos son simplificaciones razonables basadas en el entendimiento del comportamiento del panel de mampostería y su modelado suele requerir pocos elementos. [19]

Los primeros avances en la modelización del panel de mampostería los realizó Polyakov basados en la teoría elástica [19], en donde propuso que el efecto de los paneles de mampostería en pórticos rellenos puede ser modelado a través de una biela diagonal, resultando en una biela en cada dirección en el caso de cargas cíclicas, como se muestra en la **Figura 11**:

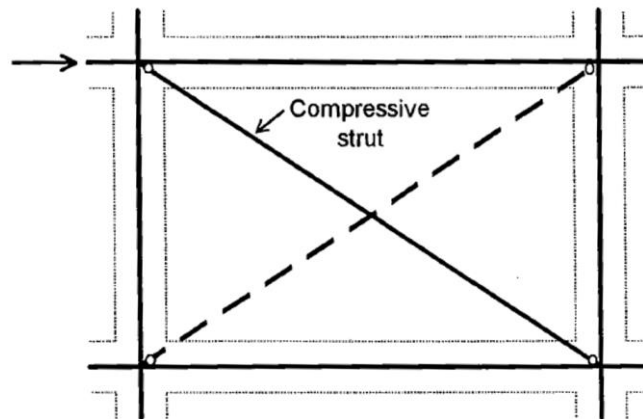


Figura 11. Modelo de biela diagonal [19]

El modelado simple con bielas diagonales equivalentes puede transportar cargas solo en compresión y es adecuado para simular la respuesta global de pórticos rellenos de mampostería por razones prácticas [20]. Los códigos FEMA-273 y FEMA 356 especifican este tipo de modelado para la evaluación de la interacción pórtico-relleno [21].

Más adelante, Crisafulli [19] propuso dos macro-modelos que se podrían adaptar al tipo de falla esperado en el panel de mampostería. Estos macro-modelos consisten en representar al panel de mampostería a través de varias bielas según sea el comportamiento esperado de esta. El primer modelo permite encontrar de una manera más realista los valores de momentos y cortantes en el pórtico. En este modelo, se toma en cuenta la longitud de contacto z que tiene el panel con el pórtico debido a su deformación. El modelo se muestra en la **Figura 12** a continuación:

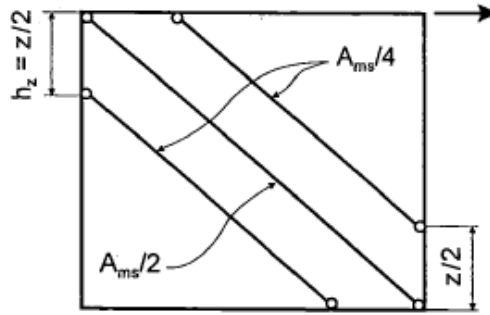


Figura 12. Macro-modelo con 3 bielas equivalentes [19]

El segundo modelo propuesto por Crisafulli fue desarrollado para análisis refinados de pórticos rellenos y permite representar un tipo particular de falla. La principal complicación de este modelo es la gran cantidad de datos que se debe conocer previo al modelado, además de que se debe prever el tipo de falla a ocurrir en el panel de mampostería, situación que puede ser arbitraria en movimientos sísmicos. El modelo consiste en 3 bielas, las cuales podrán tener un área reducida en sus extremos en caso de esperarse un aplastamiento de esquinas como modo de falla, o se reemplazará una biela a través de un resorte a cortante cuando una falla a cortante sea esperada. Otra particularidad del modelo además es que las bielas se conectan a nudos internos (ver **Figura 13**) para tomar en cuenta la reducción de las dimensiones del panel debido a las dimensiones de la viga y columnas del pórtico.

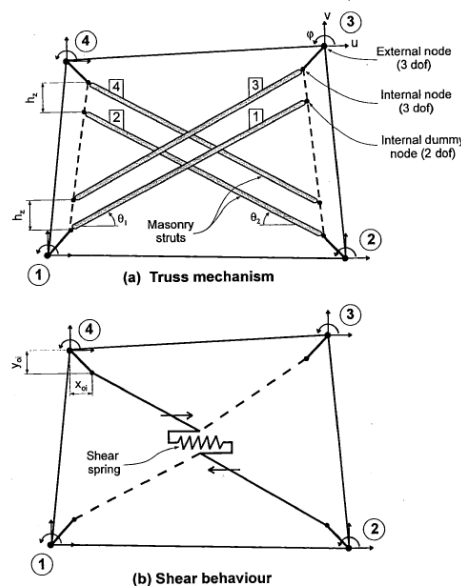


Figura 13. Modelo de bielas equivalentes con diferenciación de modo de falla [19]

Una mejora se puede implementar al modelo si se toma en cuenta la interacción del panel en ambas direcciones. Dicha mejora fue propuesta en un modelo posterior en el cual se define cada panel relleno con cuatro bielas de comportamiento elástico y una biela central donde se concentra el comportamiento histerético no lineal [21]. La ventaja de concentrar el comportamiento no lineal está en que se no se ignora que el daño del panel en una dirección afecta su comportamiento en la otra dirección.

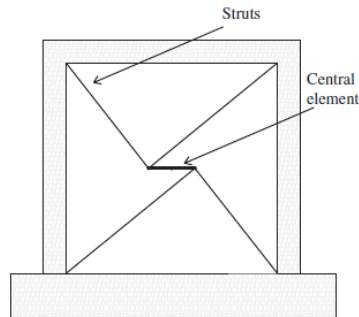


Figura 14. Modelo de daño concentrado [21]

Otro modelo propuesto en la literatura es el modelado de las bielas equivalentes a través de elementos link plásticos multilineales (MPL) [22]. La **Figura 15** muestra el modelo cuya ventaja está en la factibilidad de cálculo pues muchos softwares comerciales en el mundo permiten el modelado con este tipo de elementos.

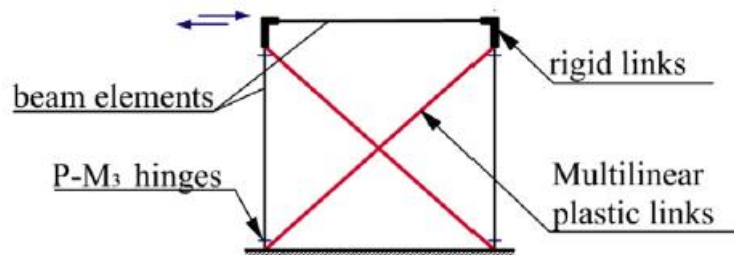


Figura 15. Modelo de mampostería con MPL [22].

El principal problema del modelado y que está sujeto a grandes incertidumbres, es cómo determinar las características de las diagonales, ya sea la curva fuerza-desplazamiento como las reglas que controlen el comportamiento histerético. Los problemas aumentan cuando los rellenos poseen aberturas. [20]

2.3.1 Definición del comportamiento no lineal del panel

El comportamiento no lineal de pórticos rellenos debe ser tomado en cuenta además en un análisis sísmico. Los factores que influyen principalmente en este comportamiento son la fisuración y aplastamiento del panel de mampostería, la fisuración y plastificación de los elementos del pórtico y la degradación del mecanismo de adherencia-fricción acompañada de la disminución de la longitud de contacto entre el panel y el pórtico. [23]

Para la completa identificación de las bielas equivalentes, generalmente, es necesario determinar: a) la rigidez inicial, b) la máxima resistencia y, c) la ley constitutiva, tanto para carga monotónica como histerética [22].

El comportamiento no lineal es usualmente caracterizado mediante una envolvente multilineal (Figura 16) definida por 5 ramas: elástica, post-fisuración, post-fluencia, degradación y resistencia residual.

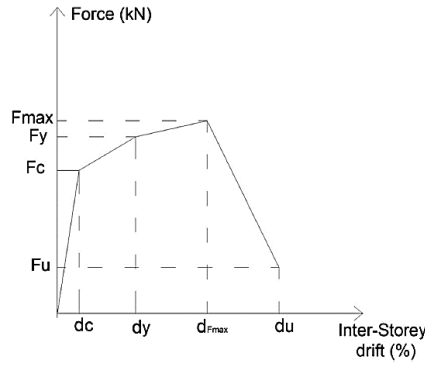


Figura 16. Envolvente no lineal para biela equivalente [24]

El esfuerzo máximo F_{max} puede ser calculado con la expresión:

$$F_{max} = 0.818 \frac{L_{in} \cdot t \cdot f_{tp}}{C_1} (1 + \sqrt{C_1^2 + 1}) \quad (3.26)$$

$$C_1 = 1.925 \frac{L_{in}}{h'} \quad (3.27)$$

Donde F_{max} es la fuerza máxima que puede soportar la biela equivalente antes de empezar la degradación de resistencia, L_{in} es la longitud del panel, t su espesor, f_{tp} es la resistencia a la compresión diagonal obtenida experimentalmente y h' es la altura del panel [24].

La fuerza de fisuración F_c puede tomar valores que van desde 0.45 a 0.8 de F_{max} y la deformación d_{Fmax} puede tener valores entre el 0.05% y 0.15%. La resistencia residual F_u tiene un valor entre el 20 y 30 por ciento de F_{max} y la deformación última du es aproximadamente cinco veces d_{Fmax} [24], [25].

2.3.2 Comportamiento histerético del panel de relleno

Para un modelado preciso de las leyes histeréticas de esfuerzo deformación para los materiales, así como para tomar en cuenta la no linealidad del material, es fundamental encontrar el mejor modelo que pueda representar el comportamiento real de los elementos [24].

Algunos autores han desarrollado reglas histeréticas propias en sus modelos, como es el caso de Crisafulli [19] y Rodrigues *et al* [21]. La forma de los modelos propuestos por estos autores se muestra en la **Figura 17**.

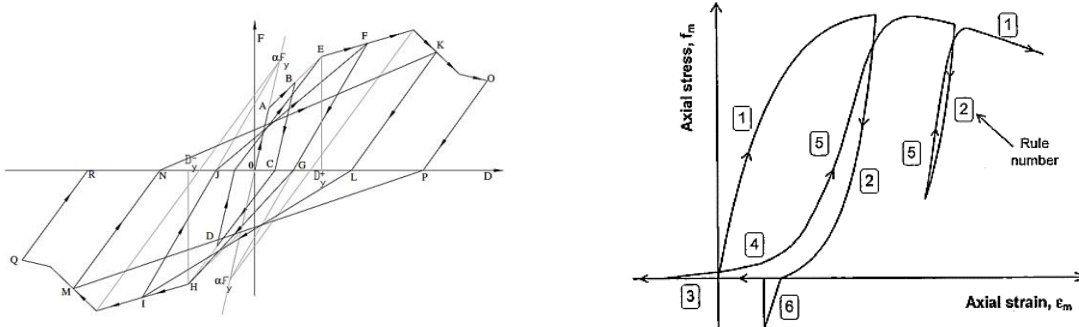


Figura 17. Modelos histeréticos. Izq: Rodrigues *et al* [21]. Der: Crisafulli [19].

La principal limitación de estos modelos es la dificultad de usarlos como modelos prácticos, ya que son implementados en herramientas informáticas que no poseen una interfaz gráfica para el usuario (GUI). [25]

Calaveri y Di Trapani [22] proponen usar el Modelo Histerético Pivote (PHM por sus siglas en inglés) para modelar la respuesta de la mampostería a cargas cíclicas. La ventaja del modelo Pivote es esencialmente el hecho de que este modelo es basado principalmente en reglas geométricas que definen las leyes analíticas de carga y descarga, disminuyendo así no solo el costo computacional si no también el número de parámetros necesarios para definir la ley.

El PHM fue propuesto por Dowel *et al* [26] para modelar la respuesta de elementos de hormigón armado ante cargas cíclicas. El modelo usa tres reglas simples que dependen de la historia de cargas y permiten capturar las características no lineales dominantes de miembros cuya respuesta es muy complicada. La forma de los ciclos de histéresis se muestra en la **Figura 18** y se basa en observaciones experimentales que mostraban que la rama de descarga, a cualquier nivel de desplazamiento, es generalmente guiada hacia un único punto en el plano fuerza-desplazamiento. El mismo comportamiento se observó en todos los patrones fuerza-desplazamiento de carga. Los autores crearon el modelo de histéresis a partir de estas observaciones y lo expandieron a situaciones muy complejas. Actualmente, el PHM está implementado en el software SAP2000.

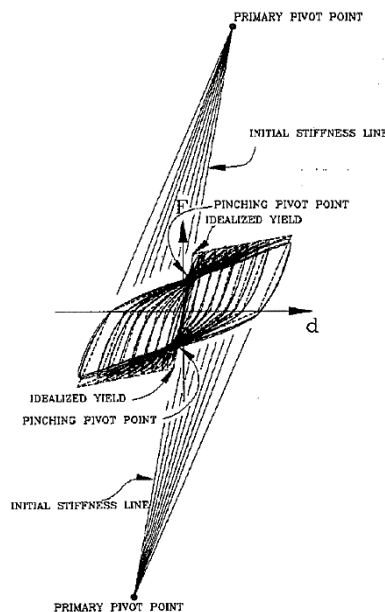


Figura 18. Modelo histerético Pivote (PHM) [26]

El PHM se define por cuatro parámetros constantes, β_1 , β_2 , α_1 y α_2 que controlan la ubicación de cuatro puntos de pivote. La **Figura 19** muestra la ubicación de estos puntos, la cual variará de las constantes que son dependientes a su vez de las propiedades del material.

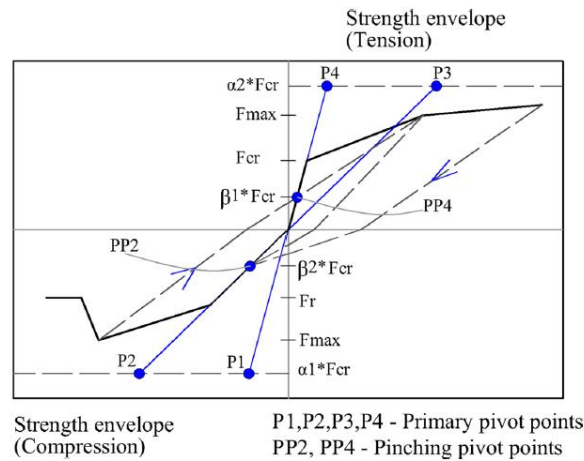


Figura 19. Ubicación de puntos de Pivote [25]

Debido a la baja resistencia a la tracción del relleno, los valores β_1 y α_1 pueden tomarse como 0. La observación experimental muestra que los sistemas de pórticos rellenos no ganan rigidez en la inversión de carga hasta que se recupera toda la deformación plástica. Por tanto, el parámetro β_2 también es nulo. La ley histerética es por tanto gobernada solo por el factor α_2 (**Figura 20**), el cual puede ser calibrado experimentalmente [22].

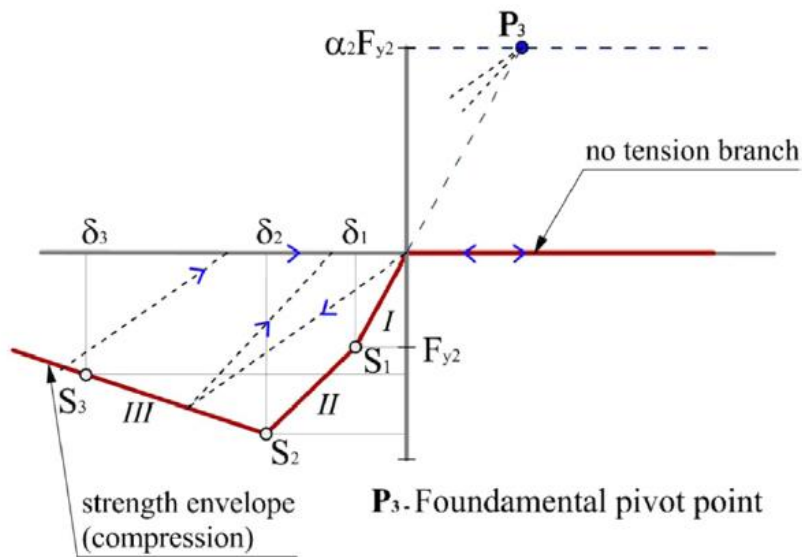


Figura 20. PHM gobernado por factor α_2 [22]

3 METODOLOGÍA

El procedimiento parte de la determinación de los casos de estudio. Posteriormente se diseñará la estructura siguiendo los criterios del Eurocódigo 2 [27] y bajo las recomendaciones del Eurocódigo 8 [10] para diseño sísmico para la clase de ductilidad alta (DCH). A continuación, se definirá el modelo a utilizar para la evaluación de la interacción de los paneles de relleno con los pórticos y, por último, se realizará análisis no lineal estático y dinámico para evaluar la respuesta de la estructura y los cambios en el desempeño en pórticos con relleno y pórticos sin relleno.

3.1 Software de cálculo

El análisis estructural se realiza con el software SAP2000, el cual permite realizar análisis lineal y no lineal. Además, incluye espectros de diseño de diferentes normativas y posee varios modelos de histéresis integrados.

El cálculo de los diagramas momento-curvatura utilizados para el cálculo no lineal se realizó con hojas de cálculo desarrolladas por Bairán [28], las cuales permiten considerar la disposición del armado de la sección así como el nivel de carga axial.

Para el análisis dinámico no lineal además se utilizó el software Seismo Match 2016. Este software permite ajustar acelerogramas para que coincidan con un espectro de respuesta objetivo específico, lo que permite hacer una comparación entre análisis Pushover y Time History.

3.2 Casos de estudio

Se consideran dos estructuras de hormigón armado, de seis y nueve plantas cada una. Se utiliza un modelo en dos dimensiones debido a que la falla por piso débil es un fenómeno plano. La distancia entre ejes de apoyos es de siete metros y la altura de entrepiso a eje de vigas es de tres metros. La figura muestra los modelos planos propuestos:

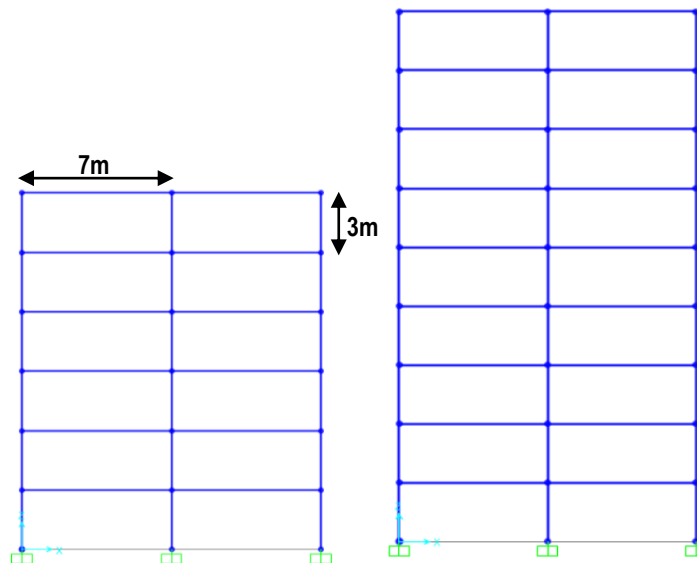


Figura 21. Modelos de estudio

Se considerará un hormigón C30/37 y una armadura pasiva de alta ductilidad B 500 SD.

3.2.1 Acciones estáticas

Se considera una carga permanente de 35 KN/m, la carga correspondiente al peso propio de la estructura es calculada automáticamente por el software. La carga variable es de 21 KN/m. Las cargas se distribuyen a lo largo de toda la longitud de los elementos horizontales. No se consideran otro tipo de cargas estáticas.

3.2.2 Acciones dinámicas

Se usará análisis modal espectral para la determinación de los esfuerzos de diseño. Para el análisis se considera el espectro de diseño tipo 1 propuesto por el EC8 [10], cuya definición se explica en el apartado 2.1.1 de este documento con las ecuaciones 3.1-3.8. La **Tabla 4** resume los parámetros que permiten definir el espectro de diseño:

Tabla 4. Parámetros de definición de espectro de diseño

Parámetro	Valor
PGA	0.35 g
Coefficiente de comportamiento q	4.0
Tipo de suelo	B
Factor de suelo, S	1.2
T_b (s)	0.15
T_c (s)	0.5
T_d (s)	2

Los espectros de diseño, tanto elástico como de diseño (considerando el coeficiente de comportamiento q), se muestran en la figura a continuación:

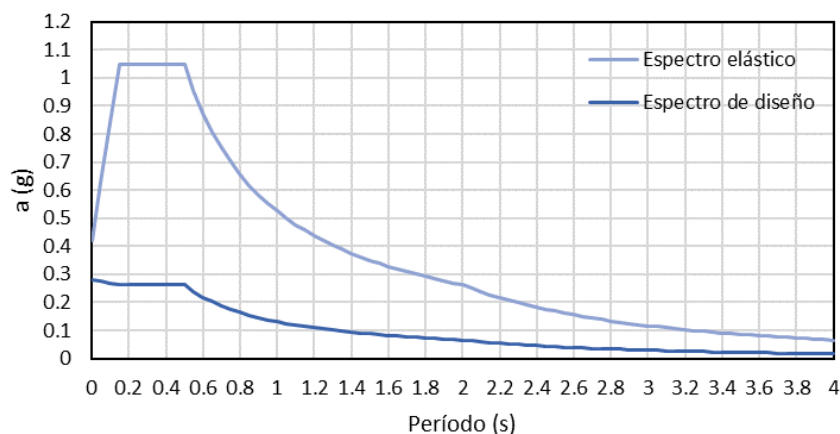


Figura 22. Espectros de cálculo elástico y de diseño

Para el análisis no lineal dinámico mediante el programa Seismo Match se ajustó el registro sísmico del terremoto Northridge para emular el dominio de frecuencias del espectro de diseño a fin de hacer factible la comparación de resultados. La **Figura 23** muestra en su parte superior el acelerograma ajustado que se utilizará en el análisis no lineal. La parte inferior de la figura muestra una comparación entre el dominio de frecuencias del acelerograma escalado con el espectro de diseño.

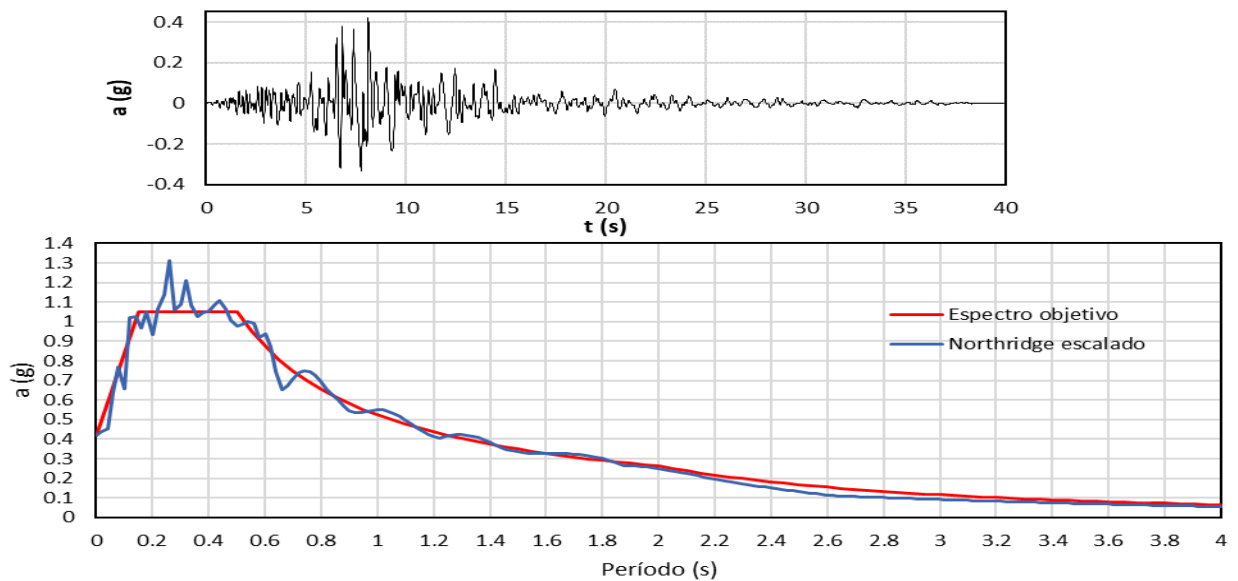


Figura 23. Acelerograma ajustado a espectro de diseño.

3.2.3 Caracterización y modelado del panel de relleno

Se propone modelar el panel de relleno a través de la metodología propuesta por Calaveri y Di Trapani [22] a través de elementos link plásticos multilineales con comportamiento histerético regido por el modelo Pivote. El esquema del modelo se mostró en la **Figura 15**. El modelo pivote además fue utilizado por Al Hanoun *et al* [25] en una investigación en la cual obtuvo resultados coherentes respecto a campañas experimentales.

Se reproduce numéricamente un ensayo experimental realizado por Calaveri y Di Trapani [22] con el fin de validar el macro-modelo y las leyes histeréticas empleadas. El prototipo es un pórtico de hormigón relleno con mampostería de hormigón liviano. Las dimensiones de los elementos, sus secciones y el modelo de cálculo reproducido se muestran en la figura a continuación:

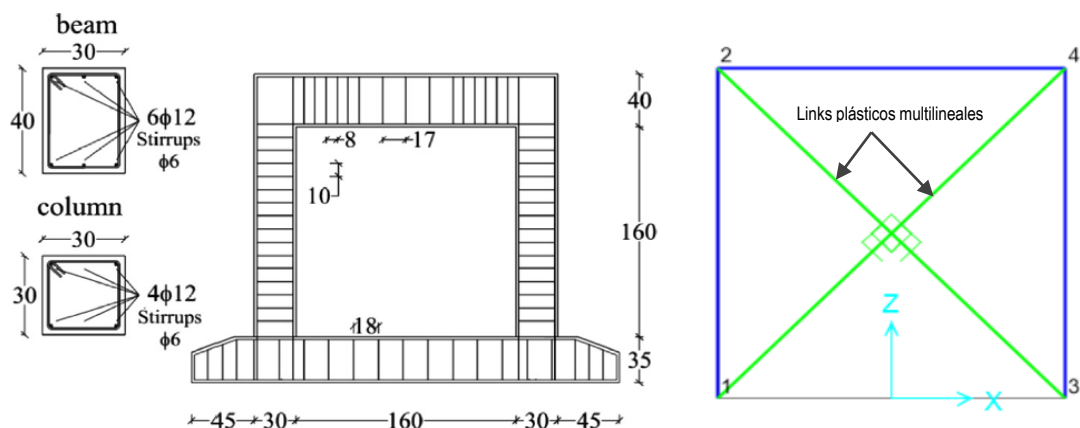


Figura 24. Prototipo reproducido. Izq: Dimensiones [22]. Der: Modelo de cálculo.

El material de relleno modelado será mampostería de hormigón liviano, cuyas características se muestran en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Características de mampostería [22].

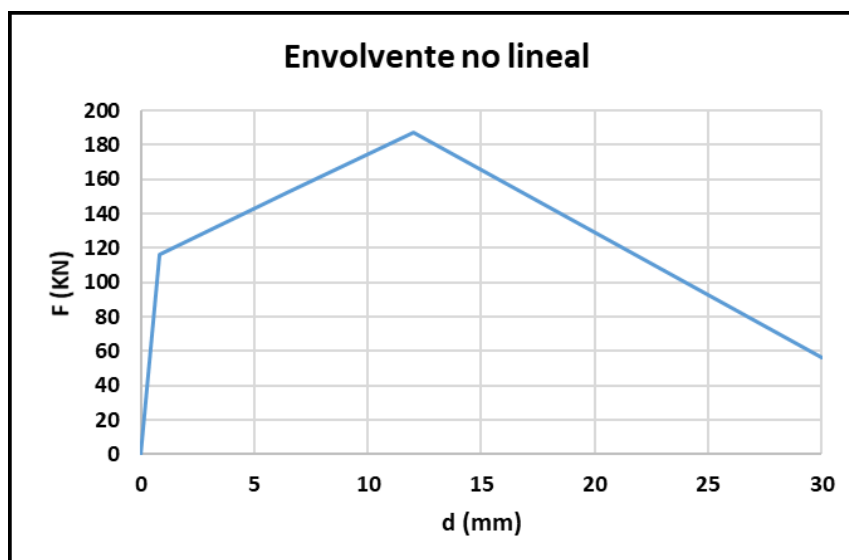
Característica	Valor
F_{vm} (MPa)	0.29
Módulo de elasticidad (MPa)	3418
Espesor t (m)	0.3

Se utiliza un modelo de inelasticidad concentrada para definir el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón. Los valores de modelización de estas características se resumen en la tabla a continuación:

Tabla 6. Parámetros de inelasticidad concentrada para validación

Columna: 30x30						Viga: 30x40.	
N (KN)	203	0	-200	-923	-2431	Mu (KN)	53.8
Mu (KN)	0	27.6	49.4	102	0	My (KN)	48.4
My (KN)	0	24.9	44.4	102	0	θ_p (rad/m)	0.059
θ_p (rad/m)	0	0.088	0.032	0.006	0		

El comportamiento no lineal del panel de mampostería se caracteriza a través de la envolvente no lineal conforme al apartado 2.3.1 y se muestra en la **Figura 25**. Envolvente no lineal – Modelo de validación **Figura 25**. La fuerza máxima calculada con la ecuación (3.26) para la biela equivalente es de 187.5 KN con una deformación de 12 mm. La fuerza de fisuración se tomó al 0.62 de F_{max} y la fuerza residual se calculó con $0.3 \cdot F_{max}$. La deriva correspondiente al inicio de la fisuración se tomó igual a 0.05% y la deformación última fue 2.5 veces la deformación correspondiente a F_{max} . El valor α_2 para definir las reglas histeréticas es igual a 0.05 para este tipo material según la campaña experimental [22].

**Figura 25.** Envolvente no lineal – Modelo de validación.

El ensayo original sometió al espécimen a una serie incremental de desplazamientos impuestos hasta alcanzar una deriva del 2.5%, con incrementos de amplitud variable hasta un máximo de 10 milímetros. La historia de desplazamiento utilizada para emular esta condición en el análisis se muestra en la **Figura 26**:



Figura 26. Historia de desplazamientos reproducida.

Los resultados del análisis del modelo se ajustan adecuadamente a los resultados experimentales expuestos por Calavaeri y Di Trapani [22]. La **Figura 27** muestra la comparación entre resultados y permite determinar que el comportamiento histerético del panel de mampostería puede ser reproducido correctamente a través del modelo Pivote.

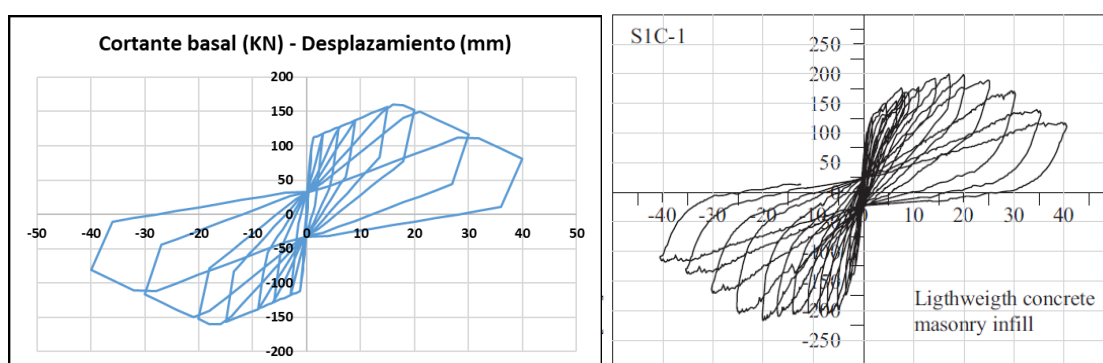


Figura 27. Respuesta modelo de cálculo – Respuesta experimental

3.2.4 Análisis no lineal estático y dinámico

Se realizará análisis no lineal a los casos de estudio a dos variaciones de estos. La primera variación será considerando los pórticos rellenos en su totalidad en todas las plantas. La segunda variación buscará la generación de un piso débil en la planta baja, para lo cual no se modelará mampostería de relleno en la planta baja. La respuesta no lineal del hormigón será caracterizada a través de inelasticidad concentrada con la programación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos. La respuesta no lineal de la mampostería se definirá conforme al apartado 3.2.3. La respuesta global de la estructura será evaluada a través de análisis estático conforme la metodología N2 propuesta por el EC8 [10]. Se utilizará el análisis dinámico a su vez para realizar un análisis comparativo. Del análisis no lineal se hará una comparativa de los resultados con prescripciones normativas y se determinará un criterio válido para el diseño.

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para una rápida interpretación, se ha designado a los diferentes modelos de la estructura como se describe en la tabla a continuación:

Tabla 7. Nomenclatura empleada para los modelos de cálculo

Nombre	Descripción
6-A	Estructura de 6 plantas. Sin mampostería de relleno
6-B	Estructura de 6 plantas. Relleno en todas las plantas
6-C	Estructura de 6 plantas. Relleno en todas las plantas excepto planta baja
9-A	Estructura de 9 plantas. Sin mampostería de relleno
9-B	Estructura de 9 plantas. Relleno en todas las plantas
9-C	Estructura de 9 plantas. Relleno en todas las plantas excepto planta baja

4.1 Parámetros de modelado del panel de mampostería

. El cálculo de la fuerza máxima según la ecuación 3.26 se muestra a continuación:

$$F_{max} = 0.818 \frac{L_{in} \cdot t \cdot f_{tp}}{C_1} (1 + \sqrt{C_1^2 + 1})$$

$$F_{max} = 0.818 \frac{6.5m \cdot 0.3m \cdot 290KN}{4.634} (1 + \sqrt{4.634^2 + 1}) = 573.04 KN$$

$$C_1 = 1.925 \frac{L_{in}}{h'} = 1.925 \frac{6.5m}{2.7m} = 4.634$$

Con los parámetros dados en la validación propuesta en 3.2.3, para mampostería de hormigón liviano, se calculó los demás valores necesarios para determinar la envolvente no lineal, la cual se muestra a continuación:

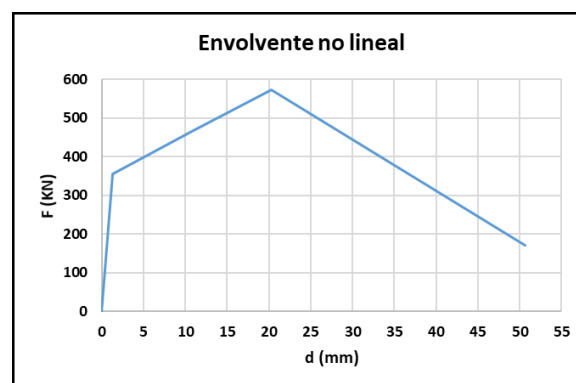


Figura 28. Envolvente no lineal – Modelo de análisis

4.2 Diseño de estructura de 6 plantas

Para resistir el nivel de cargas se propone pilares de sección cuadrada de 50x50cm, la sección de las vigas será de 40x60cm. Los diagramas de momentos de la estructura se muestran en la **Figura 29** para las combinaciones de Estado Límite Último (ELU) y Sísmica. Las mayores demandas a momento positivo se presentan para la combinación de Estado Límite Último mientras que los máximos esfuerzos de momento negativo se encuentran en los extremos de vano para la combinación sísmica.

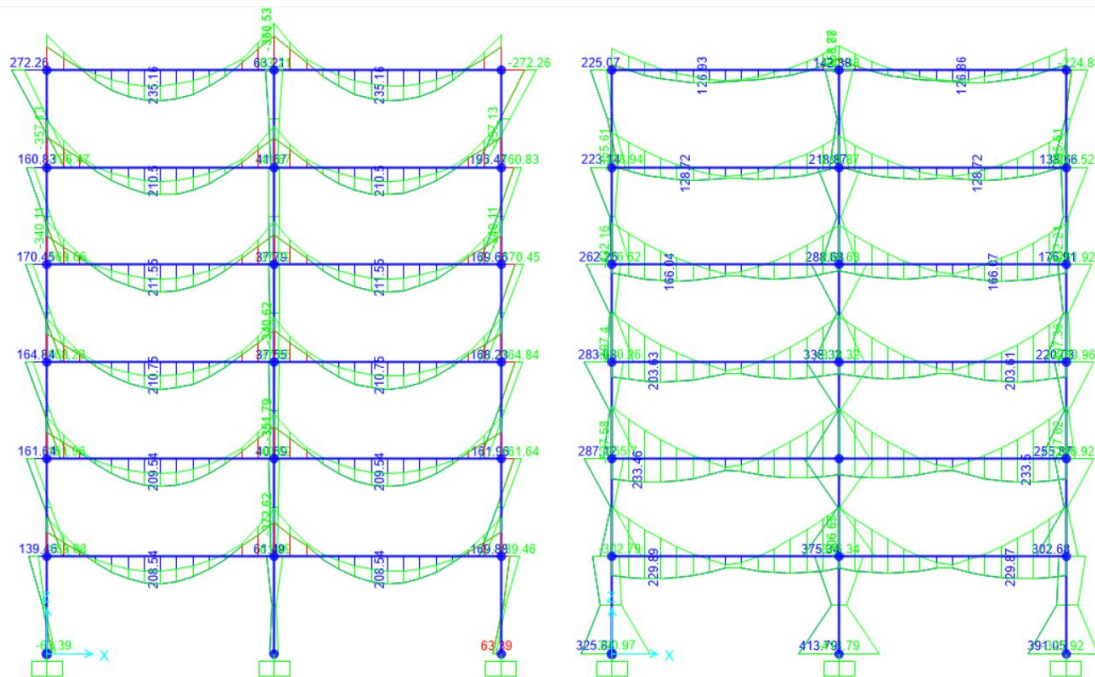


Figura 29. Diagrama de momentos – estructura 6-A. Izq: ELU Der: Sismo

La **Tabla 8** muestra los valores numéricos de las envolventes de demanda de flexión de las vigas de la estructura. Para flexión positiva, se toma como momento de diseño el valor máximo del total de las plantas. El diseño para flexión negativa se divide en dos grupos: plantas 1-4 y plantas 5-6. El diseño se realizará para el máximo valor de momento negativo de cada grupo.

La distribución de armados, el área de refuerzo y la capacidad de las secciones del diseño propuesto se resumen en la **Tabla 9**. El armado propuesto se realizó tomando en cuenta además disposiciones constructivas

Las vigas serán armadas en centro de vano en todas las plantas con 3 barras $\varnothing 20$ en la zona a compresión y 5 barras $\varnothing 16$ en la zona a tracción. El armado propuesto se realizó considerando disposiciones constructivas como separación de barras y uniformidad de diámetros para representar una situación de diseño real.

El diseño de las columnas se realizó siguiendo los criterios de diseño por capacidad. Los datos de diseño y los resultados se muestran en la **Tabla 10**.

Tabla 8. Momentos de diseño para vigas de estructura 6-A.

Planta	Signo	ELU						SISMO					
		Momentos (KN·m)						Momentos (KN·m)					
		Izq.	Centro	Der.	Izq.	Centro	Der.	Izq.	Centro	Der.	Izq.	Centro	Der.
6	-	-272	-	-361	-361	-	-272	-225	0	-259	-259	0	-225
	+	-	216	0	0	216	-	0	127	0		127	0
5	-	-169	-	-321	-321	-	-169	-356	0	-322	-322	0	-356
	+	-	193	-	-	193	-	0	129	0		129	0
4	-	-157	-	-340	-340	-	-157	-405	0	-432	-432	0	-405
	+	-	196	-	-	196	-	59	166	78	78	166	59
3	-	-157	-	-341	-341	-	-157	-497	0	-472	-472	0	-497
	+	-	195	-	-	195	-	204	204	118	118	204	204
2	-	-166	-	-352	-352	-	-166	-538	0	-519	-519	0	-538
	+	-	194		0	194	-	201	233	153	153	233	201
1	-	-141	-	-373	-373	-	-141	-506	0	-507	-507	0	-506
	+	-	197	-	-	197	-	193	230	119	119	230	193

Tabla 9. Diseño planteado de vigas

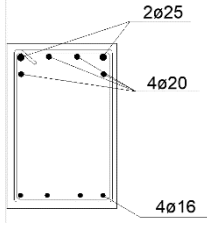
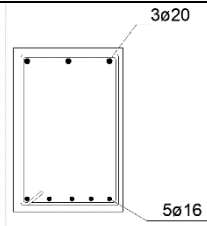
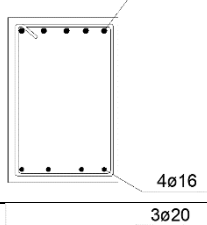
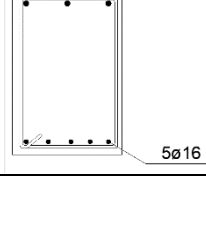
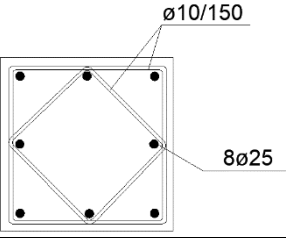
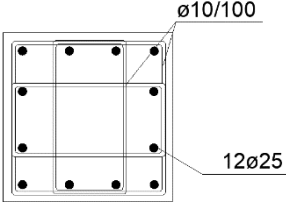
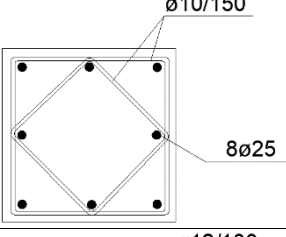
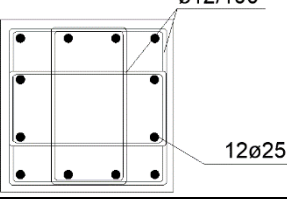
Planta	Sección	Refuerzo	Valor	Distribución	Capacidad (KN·m)	Estribos
1-4	Extremo vanos M(-)	As (cm ²)	22.38		591	ø10/100
		As' (cm ²)	8.04			
	Centro vanos (M+)	As (cm ²)	10.05		291	-
		As' (cm ²)	9.42			
5-6	Extremo vanos M(-)	As (cm ²)	15.71		431	ø10/100
		As' (cm ²)	8.04			
	Centro vanos (M+)	As (cm ²)	10.05		291	-
		As' (cm ²)	9.42			

Tabla 10. Diseño de columnas

		$\Sigma 1,3 \cdot M_{u,viga}$	Md(Col)	$N_d(KN)$	$M_u(N)$	Disposición
Columna Borde	5-6 (Nmax)	560.261	280.131	147.4	433.58	
	5-6(Nmin)	560.261	280.131	420	483.05	
	1-4(Nmax)	768.3	384.15	1466	767.2	
	1-4(Nmin)	768.3	384.15	388.2	637.6	
Columna Central	5-6 (Nmax)	938.6	469.3	678	526.61	
	5-6(Nmin)	938.6	469.3	348	470.4	
	1-4(Nmax)	1146.639	573.32	2033	797.5	
	1-4(Nmin)	1146.639	573.32	1012	718.8	

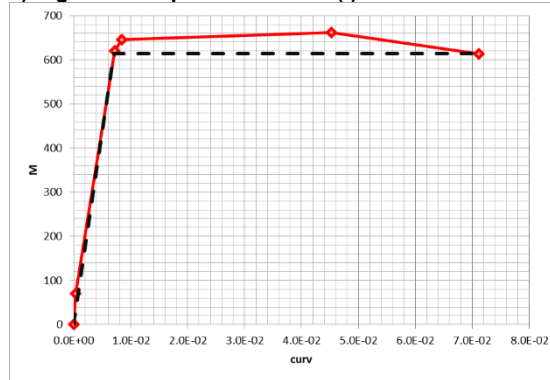
4.2.1 Capacidades seccionales y ductilidad

Las resistencias de las secciones se calcularon con las propiedades medias de los materiales para realizar posteriormente el análisis no lineal. Los valores que permiten caracterizar las capacidades de deformación y flexión de las vigas se muestran en la Tabla 11. La Figura 30 muestra los diagramas de Momento-Curvatura de las secciones, en donde se aprecia la capacidad de ductilidad de las secciones propuestas.

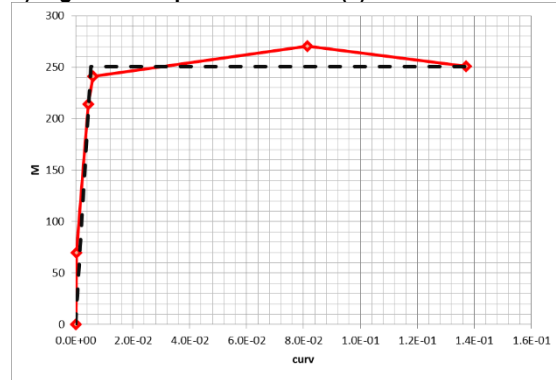
Tabla 11. Capacidades de flexión y giro de vigas diseñadas

Datos para análisis no lineal				
Planta	Signo My	My	θ_p (rad/m)	θ_u (rad/m)
5-6	My (-)	448.4	0.0623	0.1246
	My (+)	250.2	0.0742	0.1484
1-4	My (-)	614.2	0.0356	0.0712
	My (+)	250.7	0.0738	0.1476

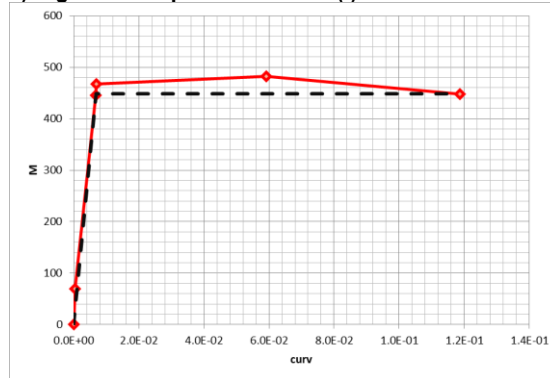
a) Vigas 1-4. Capacidad flexión (-)



b) Vigas 1-4. Capacidad flexión (+)



c) Vigas 5-6. Capacidad flexión (-)



d) Vigas 5-6. Capacidad flexión (+)

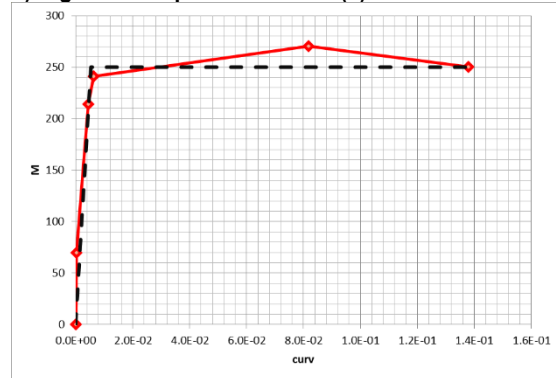


Figura 30. Diagramas Momento-Curvatura de extremos de viga.

Con respecto a las columnas, se calculó los diagramas de Momento-curvatura para varios niveles de carga axial para determinar la interacción Axil-Momento. La Tabla 12 recopila los valores numéricos de estas capacidades y las figuras 31-33 muestran los diagramas momento/curvatura para los diferentes armados propuestos. La Figura 34 muestra los diagramas de interacción de los elementos.

Tabla 12. Capacidades de columnas diseñadas

Piso 1-4. BORDE ($\phi_{st}=10$ st=100)					Piso 1-4. CENTRO ($\phi_{st}=12$ st=100)					Piso 5-6 ($\phi_{st}=10$ st=150)				
N (KN)	Mu (KN-m)	My (KN-m)	θ_p (rad/m)	θ_u (rad/m)	N (KN)	Mu (KN-m)	My (KN-m)	θ_p (rad/m)	θ_u (rad/m)	N (KN)	Mu (KN-m)	My (KN-m)	θ_p (rad/m)	θ_u (rad/m)
3240	0	0	0	0	3240	0	0	0	0	2160	0	0	0	0
0	662	608	0.069	0.138	0	662	608	0.068	0.136	0	456	410	0.059	0.118
-388	722	662	0.059	0.118	-1012	815	733	0.076	0.152	-147	485	436	0.059	0.118
-1466	880	792	0.06	0.120	-2033	954	858	0.075	0.150	-420	537	483	0.059	0.118
-3880	1067	960	0.026	0.052	-3880	1067	960	0.039	0.078	-3875	897	807	0.066	0.132
-12000	0	0	0	0	-12000	0	0	0	0	-11070	0	0	0	0

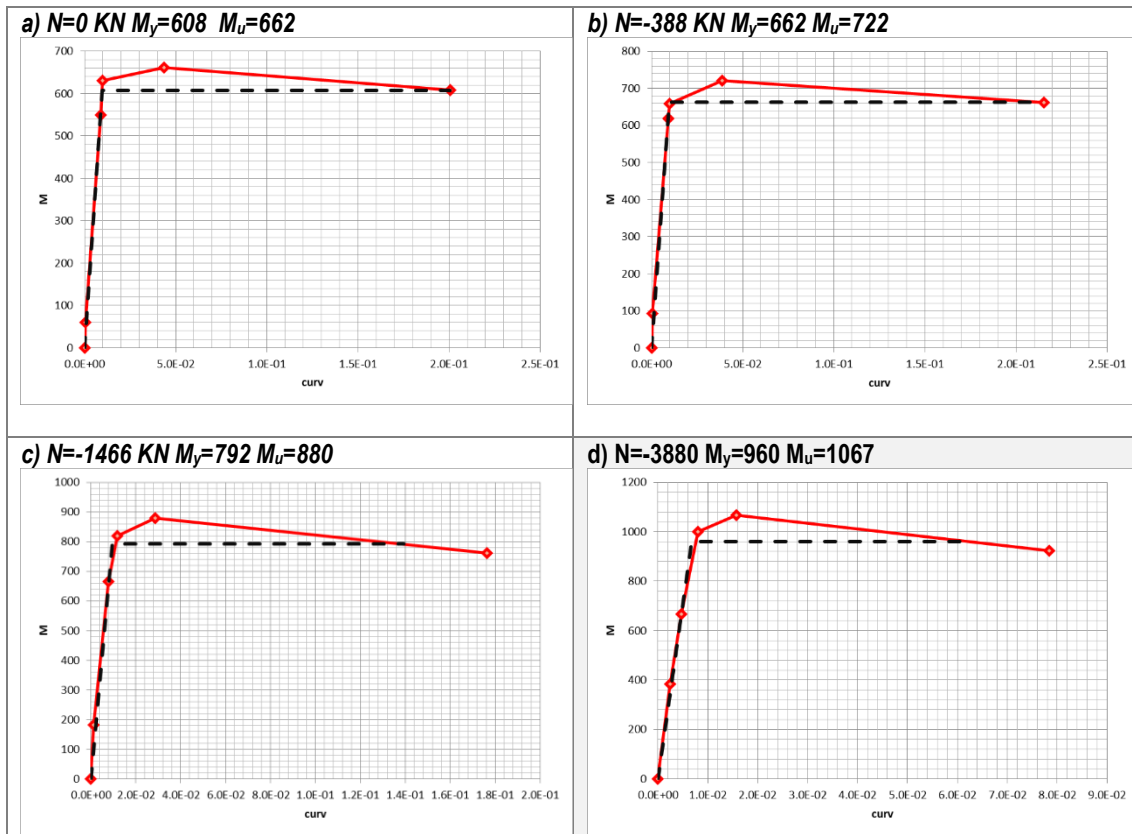


Figura 31. Diagramas Momento/Curvatura. Columna de borde. Plantas 1-4.

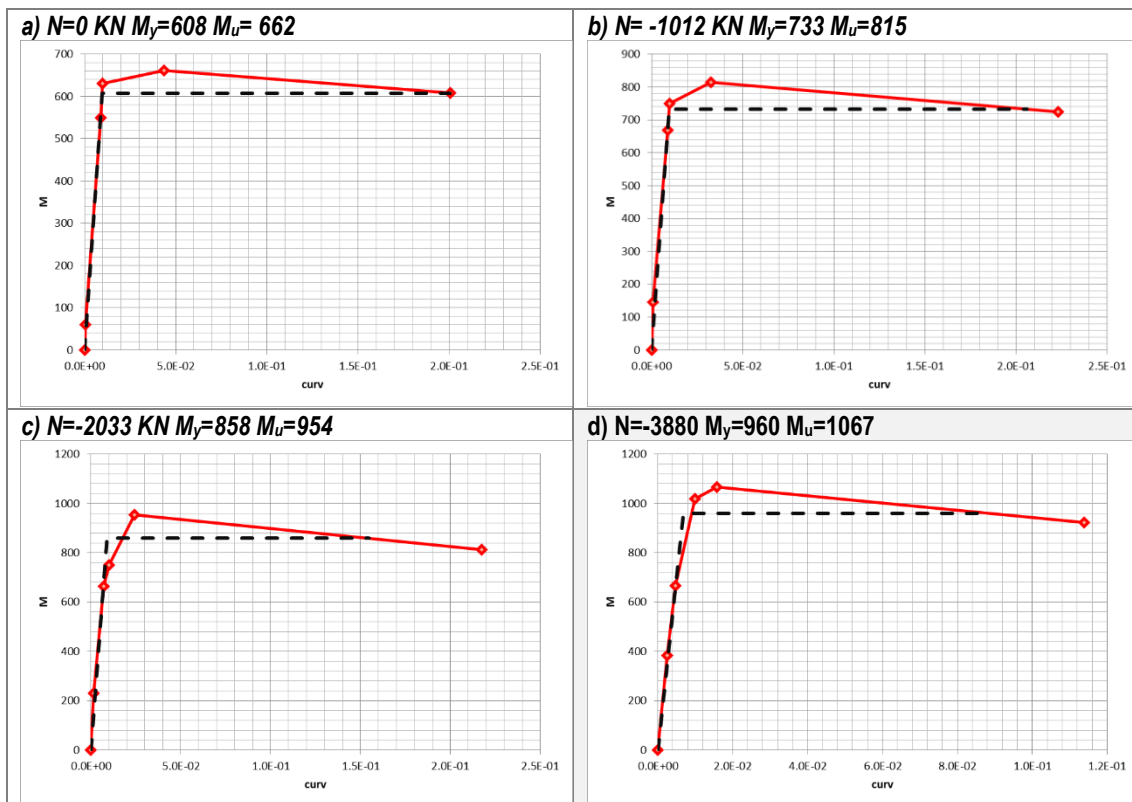


Figura 32. Diagramas Momento/Curvatura. Columna central. Plantas 1-4

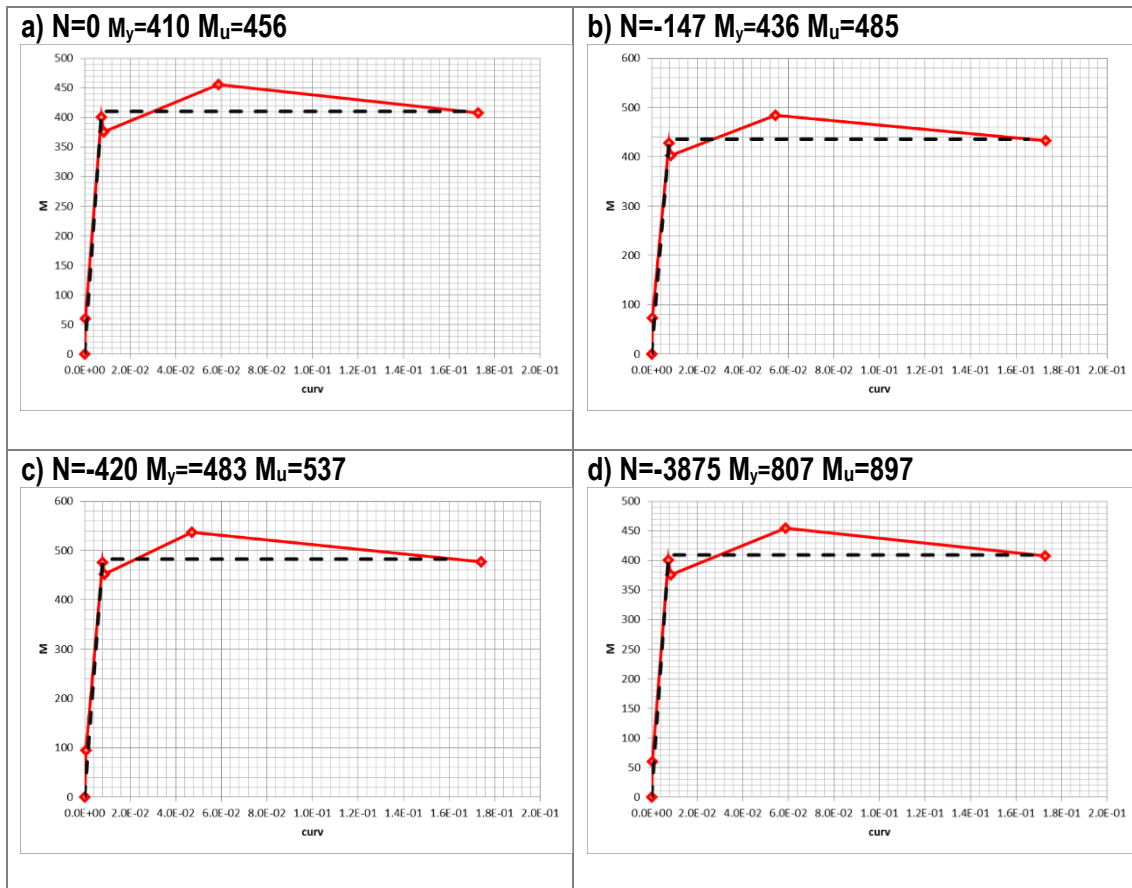


Figura 33. Diagramas Momento/Curvatura. Columnas plantas 5-6

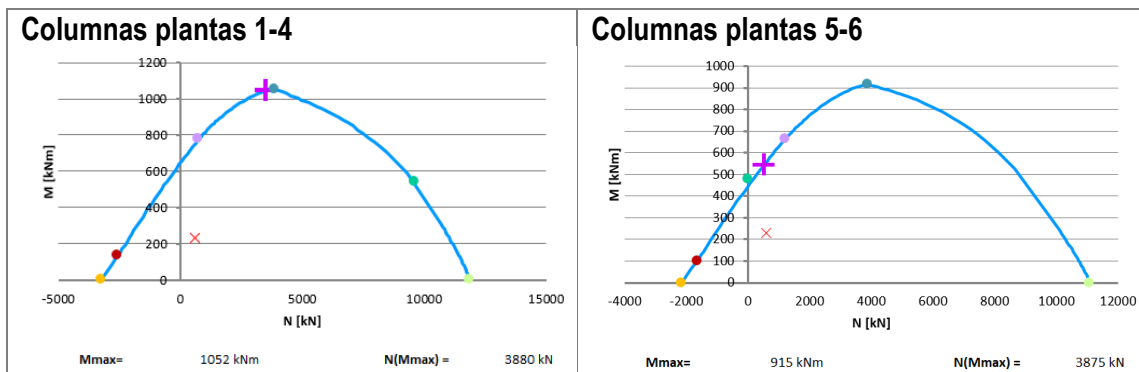


Figura 34. Diagramas de interacción de columnas diseñadas.

4.2.2 Evaluación de la estructura con análisis no lineal.

4.2.2.1 Estructura sin rellenos de mampostería

Con el modelo utilizado para el diseño sísmico de la estructura 6-A (Figura 29), se realiza análisis no lineal estático y dinámico. La estructura muestra un correcto desempeño sísmico en los análisis ejecutados. La curva de capacidad de la estructura y la determinación de su punto de desempeño se muestran en la figura a continuación:

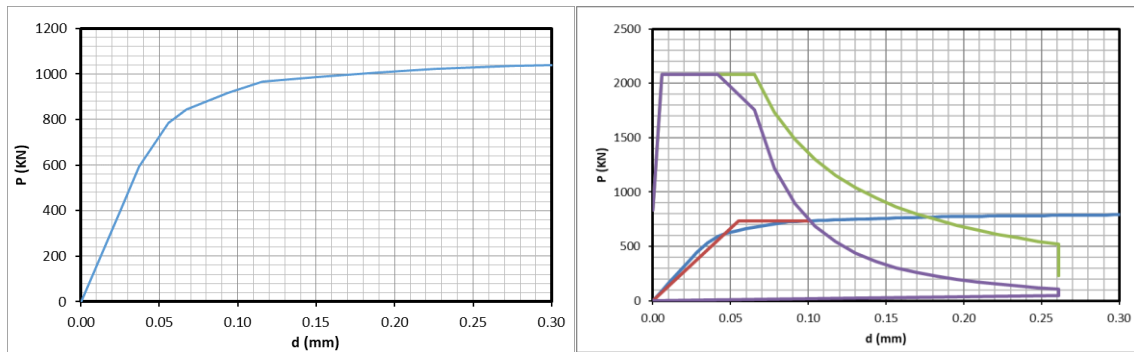
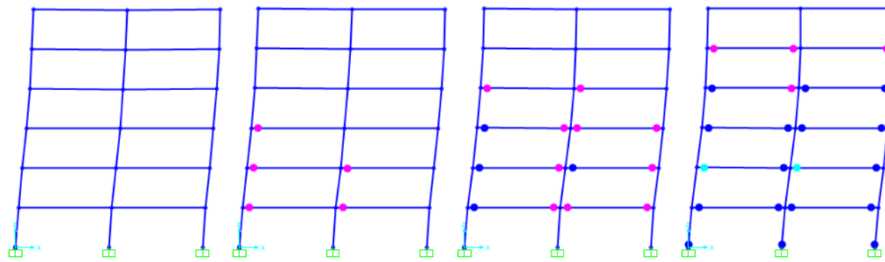


Figura 35. Curva de capacidad de estructura y desplazamiento objetivo

Del resultado de los análisis se observa que la estructura es capaz de disipar energía a través del daño progresivo formando rótulas plásticas en los extremos de vigas y en la base de los pilares. Este tipo de comportamiento es deseado ante un evento sísmico debido a que permite a la estructura lograr grandes deformaciones sin llegar al colapso. El patrón de formación de rótulas (Figura 36) es muy similar entre los dos tipos de análisis y se observa que el análisis estático resulta en valores numéricos más desfavorables de deformaciones de piso (Figura 37), por tanto, para el análisis de resultados de los modelos con mampostería de relleno se utilizará principalmente este método para la obtención de la respuesta de la estructura.

a) Análisis estático



b) Análisis dinámico

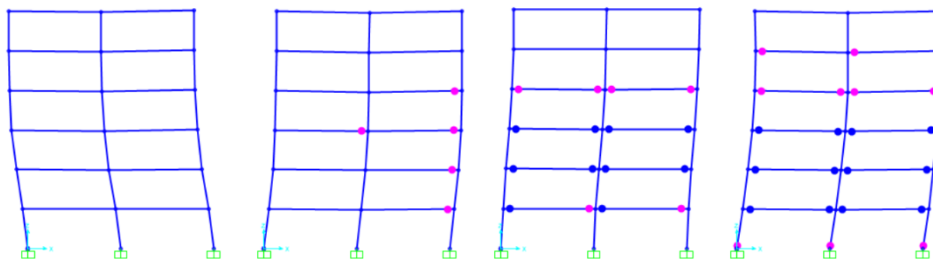


Figura 36. Progresión de daño esperado en estructura

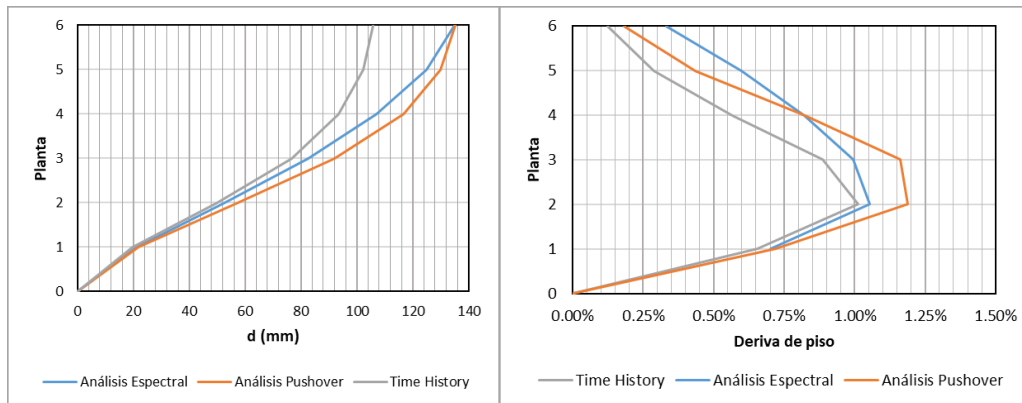


Figura 37. Comparación de deformaciones entre métodos de análisis

4.2.2.2 Estructura con relleno en todas las plantas

Se modificó la estructura 6-A con la introducción de las bielas equivalentes con su comportamiento no lineal definido. El modelo de cálculo modificado se muestra en la **Figura 38**:

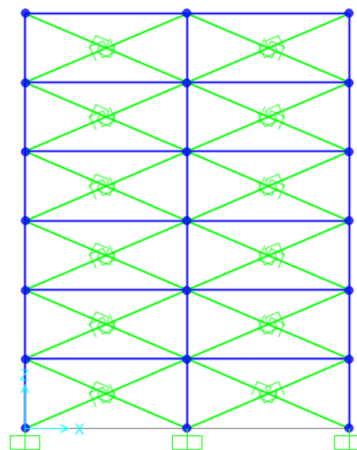


Figura 38. Modelo de cálculo de la estructura 6-B

Las deformaciones de la estructura con relleno son menores que la estructura sin relleno, con diferencias que van del 50 al 60 por ciento. Es evidente el incremento de rigidez que produce la interacción de la mampostería con la estructura y su efecto favorable en la deformación de la estructura. Además, la curva de capacidad muestra un incremento de casi el doble con respecto a la curva de capacidad de la estructura sin relleno (véase **Figura 39**). A nivel de secciones en donde se forman rótulas plásticas, la estructura 6-B presenta un menor daño en el punto de desempeño con un menor número de rótulas formadas. Es necesario destacar que la mampostería no es favorable en el desempeño sísmico en la totalidad de los casos, pues en caso de que el movimiento sísmico provoque la rotura de alguno de los paneles es probable la formación de un mecanismo de columna corta en donde se verán concentrados grandes esfuerzos de corte en elementos verticales; para estos casos, cuando se espera la formación de estos mecanismos se debería abordar la modelización del panel a través de un modelo de múltiples bielas [24].

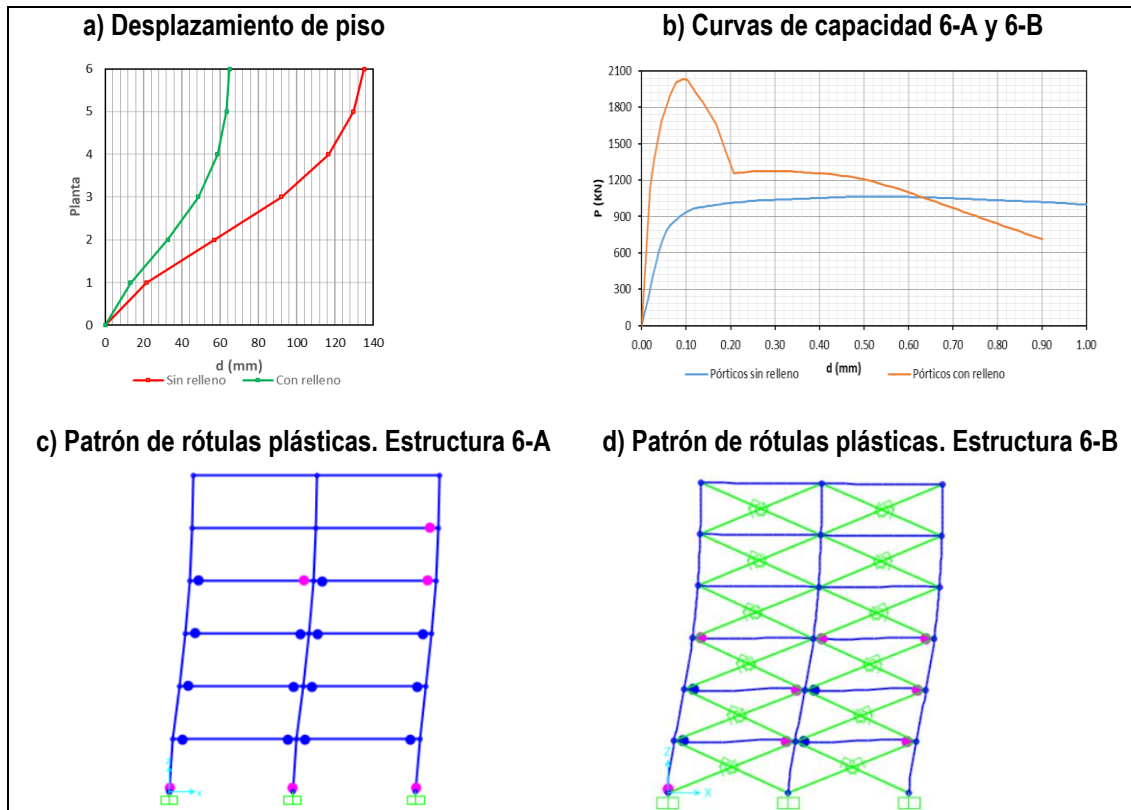


Figura 39. Respuesta de estructura 6-A y 6-B

A pesar del hecho de que el relleno de mampostería incrementa ampliamente la fuerza sísmica en la estructura, el desempeño sísmico es adecuado pues se observa únicamente plastificación en extremos de vigas y en la base de un pilar y, por tanto, se asegura que la estructura es capaz de disipar energía a través de deformación. Una formación de mecanismo de columna corta no se prevé pues las fuerzas máximas desarrolladas en la bielas equivalentes en la planta baja, que es la más solicitada, no alcanzan el valor de F_{\max} , igual a 573 kN. La Figura 40 muestra los valores de las fuerzas axiales en la biela equivalente del panel izquierdo de la planta baja. Estos valores corresponden al análisis Time History con el acelerograma escalado para emular el espectro de diseño, tal y como se explicó en 3.2.2. La figura también muestra la fuerza axial en la misma biela calculada con el análisis Pushover en el punto de desempeño de la estructura.

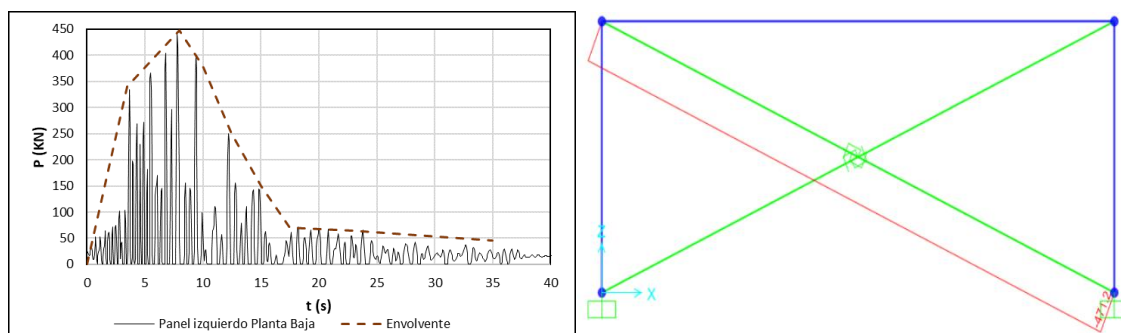


Figura 40. Fuerza axial máxima desarrollada en biela equivalente

4.2.2.3 Estructura sin relleno en planta baja

Se modela la estructura sin la inclusión de elementos diagonales en su planta baja. El modelo de cálculo, las deformaciones y derivas de piso se muestran en la **Figura 41**. Se observa que la deformación en la planta baja en la estructura 6-C llega a ser mayor incluso que la deformación en la estructura 6-A. Las derivas de piso de las plantas 1 y 2 de la estructura 6-A son iguales a 0.72 y 1.19%, en la estructura 6-C la deriva en planta baja aumenta un 55% y la deriva de la planta 2 se reduce 35% por el efecto de la mampostería.

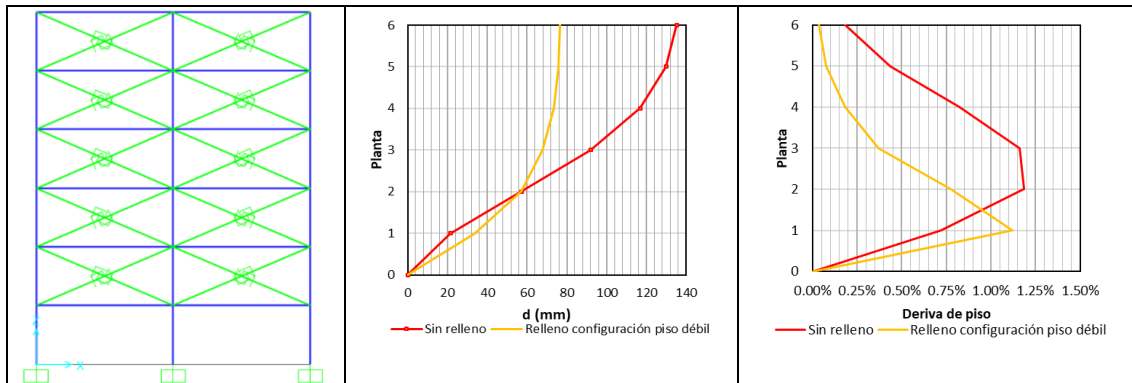


Figura 41. Respuesta de estructura 6-A y 6-C

La formación de rótulas plásticas se presenta ahora solamente en la planta baja en donde se concentran rótulas en los extremos de viga y base de las columnas, tanto en el análisis estático como en el dinámico. A pesar de que la estructura 6-C posee una planta baja con una rigidez menor que las plantas altas, el mecanismo de falla de piso débil no se forma pues no existe plastificación de los extremos superiores de los pilares de planta baja (ver Figura 42), por tanto, el mecanismo de colapso no se produce y la estructura presenta un adecuado comportamiento sísmico.

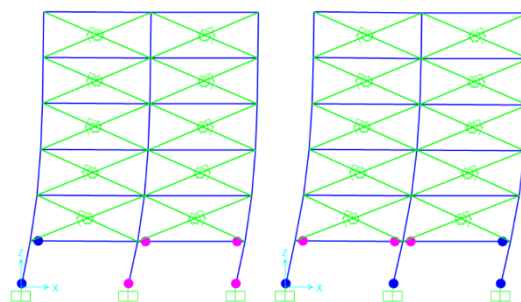


Figura 42. Rótulas plásticas esperadas para el sismo de diseño

La curva de capacidad de esta estructura muestra una adecuada ductilidad y se observa una clara tendencia de la curva a igualar la curva de capacidad de la estructura 6-B. El cortante basal máximo es mayor en 60% respecto a la estructura 6-A. Se pueden observar dos diferencias importantes entre las curvas de capacidad de las estructuras modeladas con interacción de relleno y la estructura 6-A. La primera diferencia es la presencia de un pico de sobrerresistencia luego de la rama elástica, el cual desciende rápidamente a partir de cierto punto hasta recuperar una pendiente aproximadamente igual a la de la curva de capacidad 6-A. La segunda diferencia es la

pérdida paulatina de capacidad portante de las estructuras con relleno, pues se evidencia una pendiente negativa que aumenta conforme aumenta el desplazamiento en el punto de control. Esta diferencia permite prever que ante un sismo de mayor demanda que provoque una deformación mayor que la provocada por el sismo de diseño, a partir de cierto punto, la no linealidad geométrica representaría un riesgo importante a la integridad estructural.

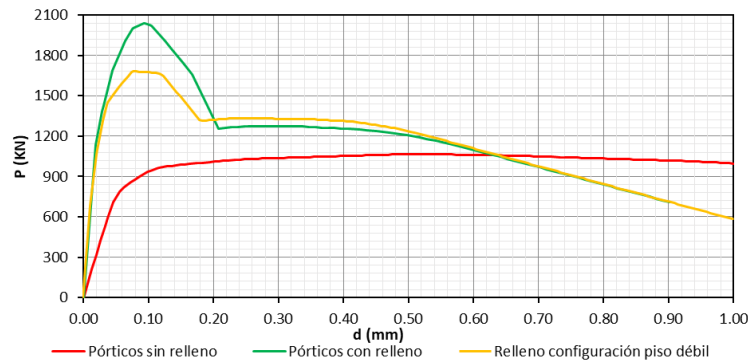


Figura 43. Comparación de curvas de capacidad de estructuras 6-A, 6-B y 6-C

4.3 Diseño de estructura de 9 plantas

Al tomar en cuenta la sobrerresistencia de los pilares definidos para la estructura 6-A, se comprueba si sus dimensiones son adecuadas para resistir los esfuerzos para una estructura similar de 9 plantas, con las mismas cargas que la estructura 6-A. Con las dimensiones de los elementos de 50x50 centímetros para columnas y 40x60 centímetros para vigas se muestran los diagramas de momentos en la Figura 44.

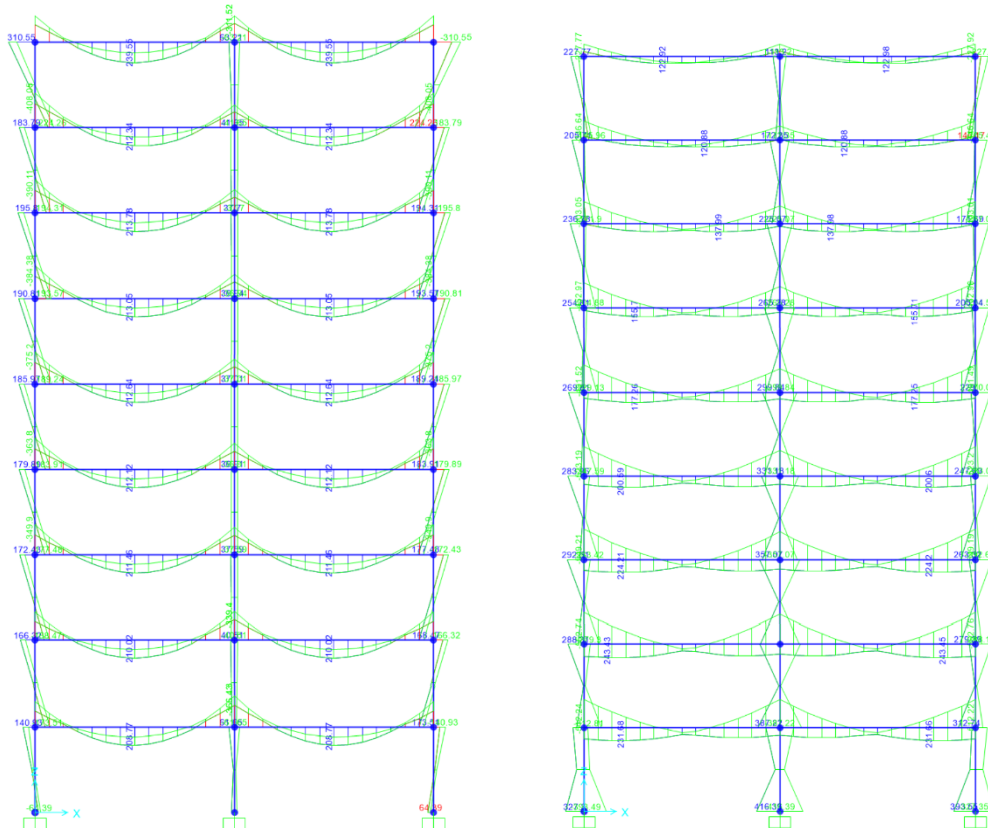


Figura 44. Diagrama de momentos – estructura 9-A. Izq: ELU Der: Sismo

La **Tabla 13** muestra los valores numéricos de las envolventes de demanda de flexión de las vigas de la estructura. Se observa que los valores máximos son muy similares a los valores de diseño de la estructura 6-A, por tanto, las secciones y armados pueden ser repetidos con una nueva distribución por pisos. Se repetirá el armado de las vigas de los pisos 1-4 de la estructura 6-A en los pisos 1-6 de la estructura 9-A. Los pisos 6-9 tendrán el armado de las vigas de los pisos 5-6 de la estructura 6-A. Dado el nivel de esfuerzos, el mismo criterio se toma para los elementos verticales y se armará las columnas de los pisos 1-6 con la misma disposición de armado de los pisos 1-4 de la estructura 6-A. Los pilares de los pisos restantes se armarán como los pilares de los pisos 5-6 de la estructura 6-A. Las áreas de acero provistas, la disposición de armado, las capacidades de las secciones y sus diagramas de momento/curvatura se describieron en la sección 4.2, específicamente en las **tablas 9-11** y las **figuras 30-34**.

Tabla 13. Momentos de diseño para vigas de estructura 9-A.

Planta	Signo	ELU						SISMO					
		Momentos (KN-m)						Momentos (KN-m)					
		Negativo	Positivo	Negativo	Negativo	Positivo	Negativo	Negativo	Positivo	Negativo	Negativo	Positivo	Negativo
9	-	-311	-	-312	-312	-	-311	-228	0	-219	-219	0	-228
	+	-	240	0	0	240	-	0	123	0		123	0
8	-	-408	-	-265	-265	-	-408	-347	0	-347	-347	0	-347
	+	-	212	-	-	212	-	0	121	0		121	0
7	-	-390	-	-277	-277	-	-390	-403	0	-326	-326	0	-403
	+	-	214	-	-	214	-	0	138	38	38	138	0
6	-	-384	-	-284	-284	-	-384	-453	0	-378	-378	0	-453
	+	-	213	-	-	213	-	53	156	83	83	156	53
5	-	-375	-	-294	-294	-	-375	-492	0	-423	-423	0	-492
	+	-	213		0	213	-	101	177	117	117	177	101
4	-	-364	-	-307	-307	-	-364	-523	0	-464	-464	0	-523
	+	-	212		0	212	-	145	201	145	145	201	145
3	-	-350	-	-322	-322	-	-350	-549	0	-502	-502	0	-549
	+	8	212		0	212	8	185	224	167	167	224	185
2	-	-335	-	-339	-339	-	-335	-563	0	-531	-531	0	-563
	+	-	210		0	210	-	214	243	177	177	243	214
1	-	-304	-	-366	-366	-	-304	-512	0	-509	-509	0	-512
	+	-	209		0	209	-	196	232	127	127	232	196

4.3.1 Evaluación de la estructura con análisis no lineal.

4.3.1.1 Estructura sin rellenos de mampostería

La **Figura 45** muestra la curva de capacidad de la estructura y la determinación de su punto de desempeño. El desempeño sísmico con las dimensiones y armados propuestos es satisfactorio, pues solo existe formación de rótulas plásticas en las bases de los pilares y en los extremos de vigas (ver **Figura 46**), tanto en el análisis estático como en el dinámico.

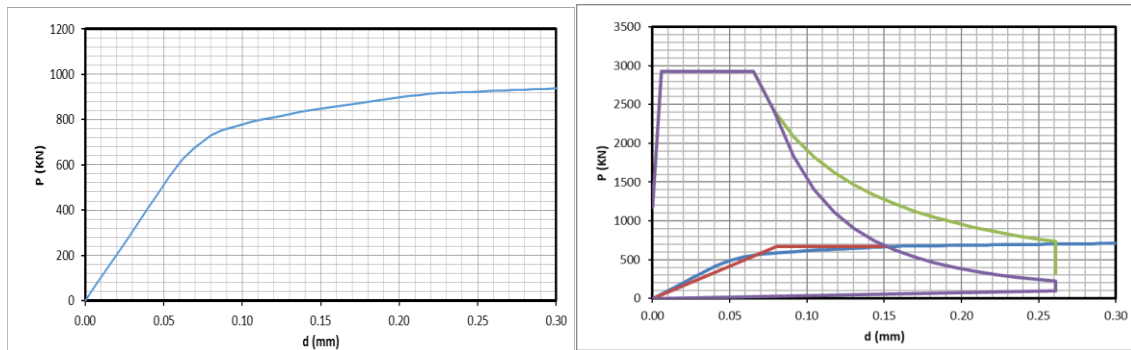
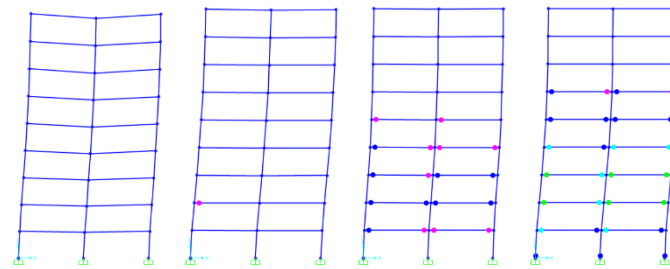


Figura 45. Curva de capacidad de estructura y desplazamiento objetivo

a) Análisis estático



b) Análisis dinámico

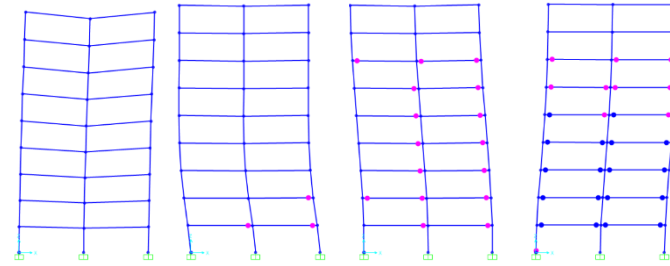


Figura 46. Progresión de daño esperado en estructura 9-A

Las deformaciones esperadas para el sismo de diseño, calculadas con análisis no lineal estático a través del método N2 se muestran en la **Figura 47**. Nuevamente, se observa que los datos más conservadores se obtienen a través del análisis no lineal estático y se observa un alto acople con la forma deformada obtenida a través del análisis modal espectral.

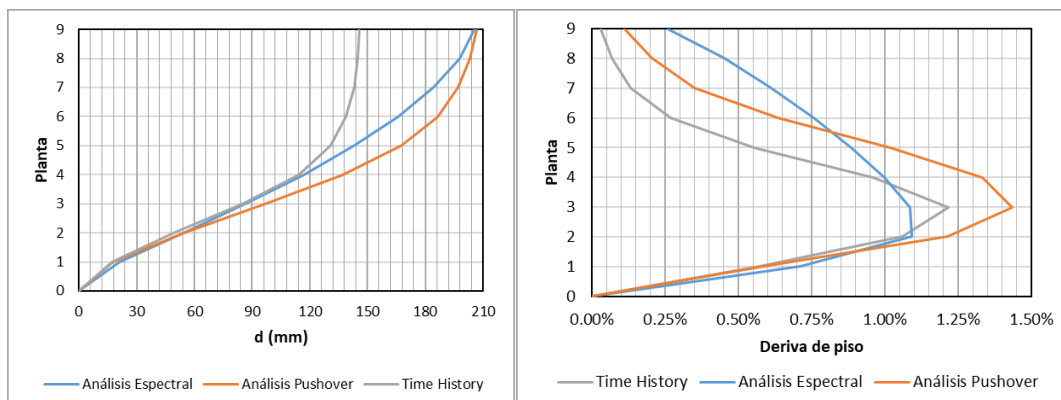


Figura 47. Comparación de deformaciones entre métodos de análisis

4.3.1.2 Estructura con relleno en todas las plantas

Se modificó la estructura 9-A con la introducción de las bielas equivalentes con su comportamiento no lineal definido. El modelo de cálculo modificado se muestra en la **Figura 48**:

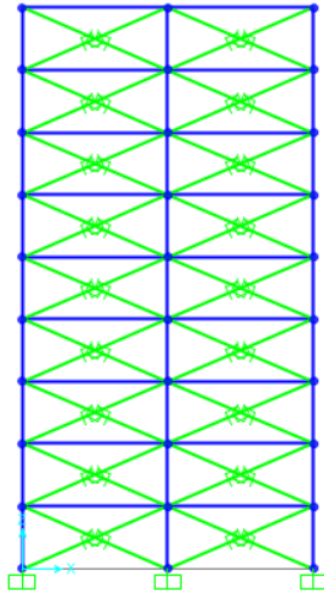


Figura 48. Modelo de cálculo de la estructura 9-B

Las deformaciones de la estructura con relleno tienen valores hasta 70% menores respecto a la estructura sin relleno en las plantas más altas, mientras que en las dos primeras plantas las deformaciones son muy similares entre las dos estructuras (**Figura 49-a**). La curva de capacidad (**Figura 49-b**) muestra una adecuada ductilidad de la estructura y se observa un creciente efecto de no linealidad geométrica a partir de deformaciones aproximadamente iguales al 2% de la altura total del edificio (0.50m aproximadamente). La formación de rótulas plásticas es menor respecto a la estructura sin relleno de mampostería y se mantiene a lo largo del incremento de desplazamiento en el punto de control un mecanismo estable pues solo se forman rótulas en las bases de los pilares.

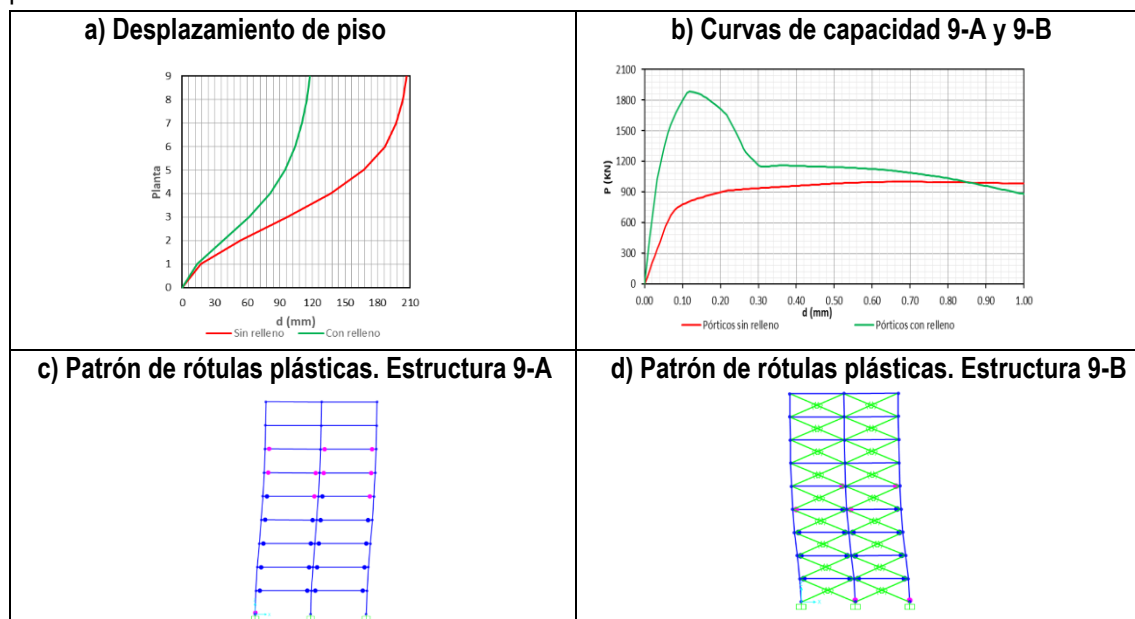


Figura 49. Respuesta de estructura 9-A y 9-B

Para el sismo de diseño no se espera la rotura de los paneles de planta baja pues la fuerza axial no alcanza el valor de F_{max} (573KN) en la biela equivalente más solicitada como se puede observar en la **Figura 50**.

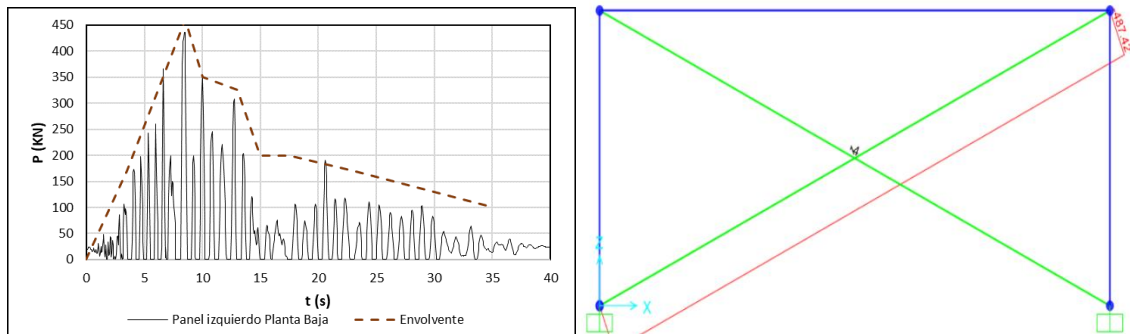


Figura 50. Fuerza máxima desarrollada en biela equivalente. Izq: Análisis dinámico Der: Análisis estático

4.3.1.3 Estructura sin relleno en planta baja

Los resultados de este análisis muestran una deriva en planta baja igual a 1.2%. La deformación de la planta débil representa aproximadamente el 30% del valor total de la deformación en el punto de control. Los pisos con presencia de panel de relleno presentan derivas menores respecto a la estructura sin rellenos.

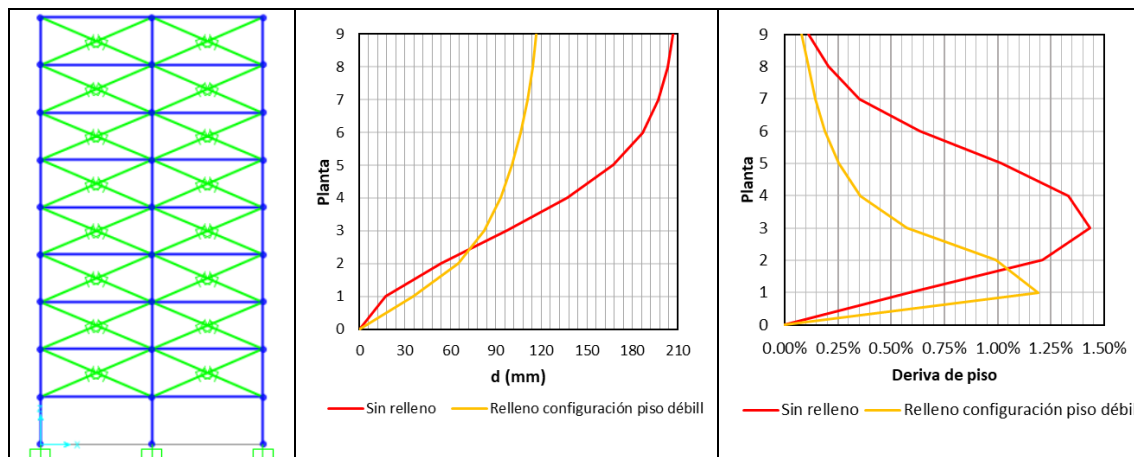


Figura 51. Respuesta de estructura 9-A y 9-B

La **Figura 52** muestra la formación de rótulas plásticas en las plantas bajas y un mecanismo estable aún es previsto ante la acción del sismo de diseño. La capacidad de las secciones es aún suficiente para evitar la formación de un mecanismo de colapso.

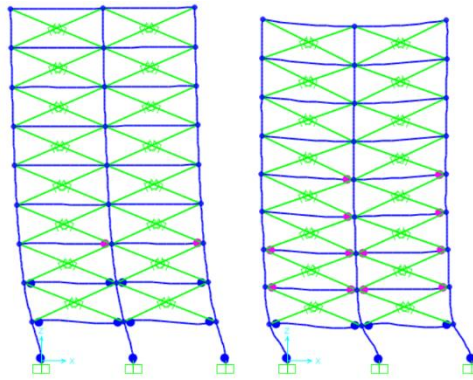


Figura 52. Rótulas plásticas esperadas para el sismo de diseño

La curva de capacidad de esta estructura (**Figura 53**) muestra un valor de cortante basal 62% mayor respecto a la estructura sin rellenos. En este caso, a partir de una deformación en el punto de control aproximada de 25 centímetros, la estructura mantiene una capacidad portante constante que supera incluso la capacidad de la estructura 9-B. Posteriormente, a partir de una deformación aproximada de 45 centímetros la curva presenta una caída paulatina de capacidad hasta quedar por debajo de las curvas de la estructura 9-A y 9-B. Esta observación permite pronosticar que los efectos de segundo orden pueden llegar a ser muy importantes para movimientos sísmicos de un mayor período de retorno.

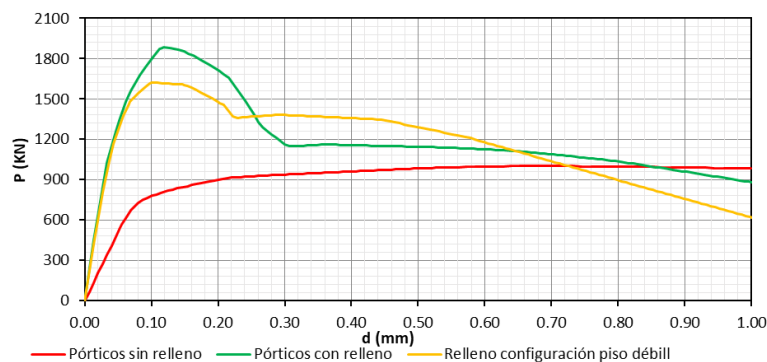


Figura 53. Comparación de curvas de capacidad de estructuras 9-A, 9-B y 9-C

4.4 Análisis y propuesta de estrategia de diseño.

Como se mostró en los apartados 4.2.2.3 y 4.3.1.3, las estructuras con las capacidades seccionales propuestas son capaces de resistir el sismo de diseño sin desarrollar un mecanismo de colapso en la planta débil para el sismo de diseño. Si bien se forman rótulas plásticas en la base de las columnas inferiores, no se formaban rótulas plásticas en la parte superior de la columna de la planta baja. Este hecho es producto de que los pilares de planta baja tienen una sobrerresistencia suficiente respecto a las vigas que permite mantener en todo momento la filosofía de diseño por capacidad.

Para valorar esta sobrerresistencia se realizó el análisis de las estructuras para eventos de períodos de retorno mayores o, lo que es lo mismo, probabilidades de ocurrencia más bajas a la de diseño. Esto se hizo aumentando la fuerza sísmica a través del factor de importancia $\gamma = (T_{LR}/T_L)^{-1/K}$, donde K, es un parámetro que depende de la sismicidad local. En este estudio se

tomó K es igual a 3 [10]. T_{LR} es el período de retorno de referencia (475 años, para el diseño según el Eurocódigo) y T_L es el período de retorno para el que se desea estimar la cantidad espectral.

La **Tabla 14** los valores de γ_I utilizados para escalar el espectro de diseño y el acelerograma utilizado para el análisis no lineal.

Tabla 14. Valores de γ_I para diferentes períodos de retorno

T_L	γ_I	PGA
475	1	0.35 g
750	1.16	0.41 g
1000	1.28	0.45 g
1500	1.47	0.51 g
2000	1.61	0.56 g
2500	1.74	0.61 g
3000	1.85	0.65 g
5000	2.19	0.77 g

Con el análisis realizado para los diferentes niveles de acción sísmica planteados, se representa en la **Figura 54** el incremento del desplazamiento en el nudo de control a medida que aumenta la aceleración sísmica. Los resultados se muestran para los dos tipos de análisis y para las estructuras de 6 y 9 plantas.

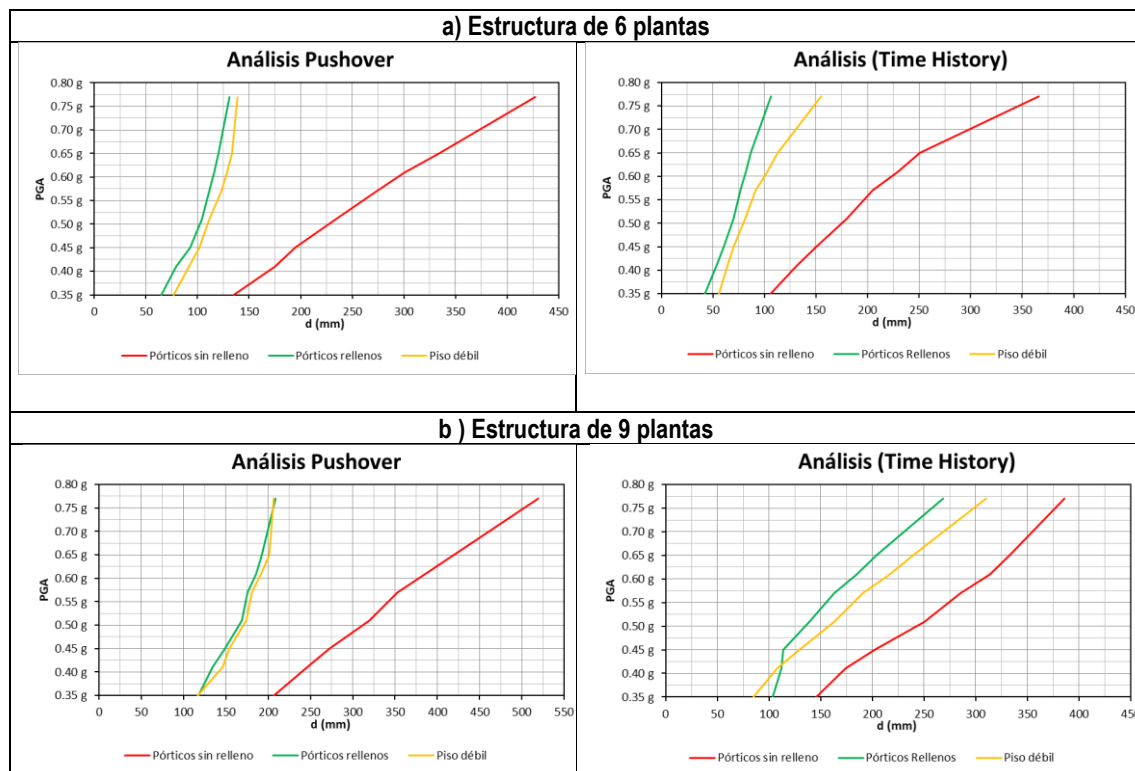


Figura 54. Deformación en punto de control en función de PGA

Se observa en general un incremento proporcional del valor del desplazamiento a medida que aumenta el valor de PGA. Los valores obtenidos con el análisis Time History en la estructura 9-B muestran un punto de cambio de pendiente correspondientes a la aceleración de 0.51g que equivale para un sismo de diseño de 1500 años de período de retorno. Luego de este cambio la

pendiente se mantiene constante y es aproximadamente igual a la de la estructura 9-C. Este punto de quiebre representa la rotura de algunos paneles de mampostería y solo es capturado por el análisis dinámico debido al doble sentido de las aceleraciones y a la consideración de picos de aceleración que se presentan en cortos periodos de tiempo.

La secuencia de formación de rótulas plásticas según aumenta la acción sísmica se muestra en la **Figura 55**. Las gráficas corresponden al análisis no lineal dinámico y representan el estado de la estructura luego de ser sometida a las aceleraciones del registro escalado. La estructura 6-C tiene un comportamiento sísmico adecuado hasta un sismo de tiempo de retorno de 3000 años, pues las rótulas solo se forman en los extremos de vigas y base de los pilares. Para el período de retorno de 5000 años, se forman rótulas en los extremos de dos pilares, pero el mecanismo no llega a formarse pues la sección superior del pilar derecho no ha plastificado.

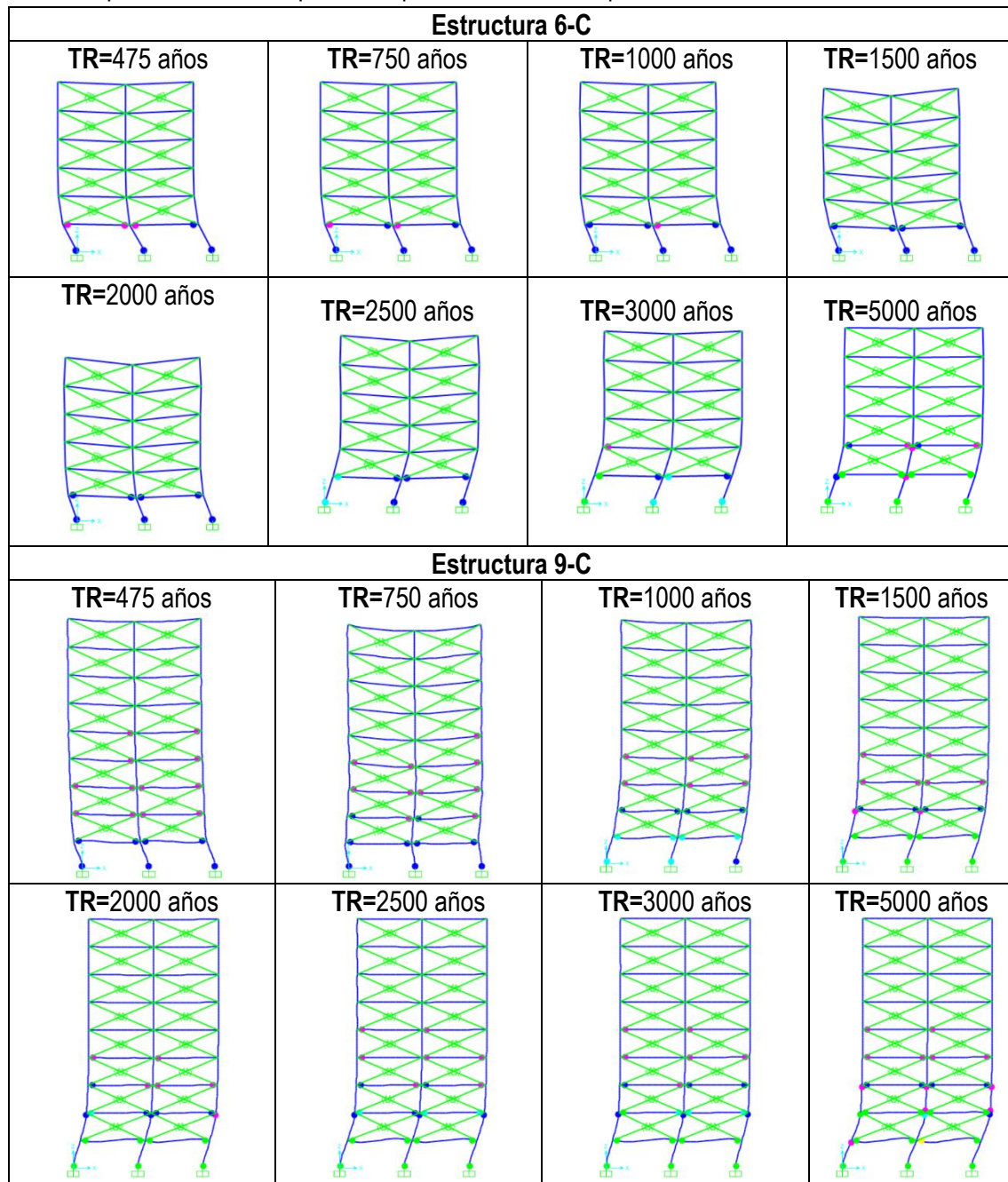


Figura 55. Deformación en punto de control en función de PGA

La estructura 9-C presenta plastificación en extremo de vigas y base de pilares hasta un período de retorno igual a 1000 años. Para valores superiores de demanda sísmica se forman también rótulas en los extremos superiores de los pilares de la planta 2 y se forma un mecanismo de 2 pisos; a pesar de esto, la estructura es capaz de resistir sin colapso pues la capacidad de ductilidad máxima de los pilares no es alcanzada. No obstante, es poco deseada la formación de estos mecanismos pues la integridad estructural se ve seriamente comprometida una vez se forman, pues disminuyen la rigidez lateral de la estructura conllevando a desplazamientos más grandes y por tanto incrementando los efectos de segundo orden que pueden llegar a ser muy desfavorables a partir de cierto punto.

La **Figura 56** muestra los valores de los desplazamientos en el punto de desempeño en la estructura 6-C y 9-C para los diferentes períodos de diseño. Se observa que ambas estructuras son capaces de resistir las demandas de deformación que implican los diferentes niveles de acción sísmica.

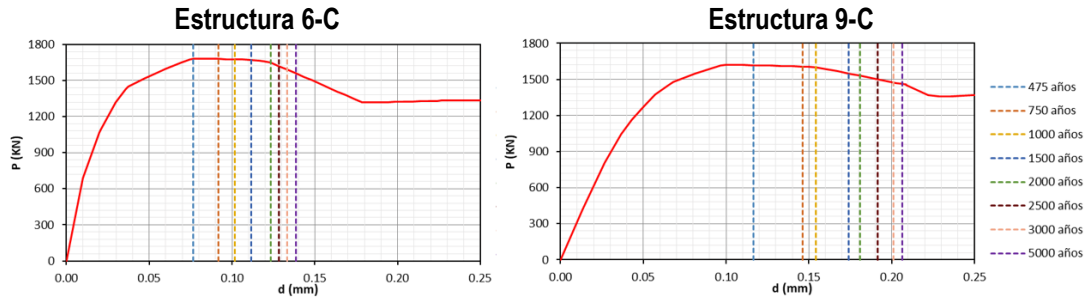


Figura 56. Puntos de desempeño para diferentes períodos de retorno

Una vez mencionado esto, es notable que la sobrerresistencia dada a los pilares ha sido lo suficientemente alta como para evitar la formación de un piso débil para el sismo de diseño correspondiente a 475 años, valor especificado para la verificación de Estado Límite Último según EC8.

Esta sobrerresistencia se puede obtener invirtiendo el procedimiento de diseño por capacidad en donde el momento de diseño M_d de un pilar se calcula con la siguiente expresión:

$$M_d = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{u,viga}}{2} \quad (4.1)$$

Donde γ_{Rd} es el factor de sobrerresistencia y es igual a 1.3 para estructuras de ductilidad clase alta, y $M_{u,viga}$ el momento último de las vigas en la dirección de estudio de la acción sísmica. Luego, el valor de la sobrerresistencia provista a los pilares **FSR**, se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$FSR = \frac{M_{R,col(Nd)}}{M_d} \quad (4.2)$$

Donde $M_{R,col(Nd)}$ es el valor de resistencia real del pilar calculado en función del axil de diseño. El valor de $M_{R,col(Nd)}$ puede entonces ser calculado pues se conoce el armado de la sección y su carga axil para el punto de desempeño.

Estos factores representan un valor de mayoración de los momentos de diseño obtenidos mediante la filosofía de diseño por capacidad. Si se reemplaza el factor γ_{SR} por un nuevo factor γ_{SRo} en la ecuación 4.1 se puede obtener el momento diseño del pilar directamente partiendo de las capacidades de las vigas. El factor γ_{SRo} permite considerar una mayor sobrerresistencia, la cual es necesaria para poder asegurar el mecanismo de columna fuerte-viga débil cuando es necesario el diseño por piso débil. El factor γ_{SRo} será entonces:

$$\gamma_{SRo6-C_{Borde}} = FSR_{6-C_{Borde}} \cdot 1.3 = 3.14$$

$$\gamma_{SRo6-C_{Centro}} = FSR_{6-C_{Centro}} \cdot 1.3 = 2.19$$

$$\gamma_{SRo9-C_{Borde}} = FSR_{9-C_{Borde}} \cdot 1.3 = 3.44$$

$$\gamma_{SRo9-C_{Centro}} = FSR_{9-C_{Centro}} \cdot 1.3 = 2.39$$

Los valores de FSR obtenidos mediante este procedimiento, son consistentes con el apartado 4.3.6.3.2 del EC8 [10]. Este apartado establece una mayoración de los efectos de la acción sísmica cuando exista reducción drástica de los rellenos de una o varias plantas, mediante el coeficiente de mayoración η cuyo cálculo se realiza con la siguiente expresión:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \sum V_{Ed}) \leq q \quad (4.3)$$

Donde ΔV_{Rw} es la reducción total de la resistencia en los muros de mampostería de la planta considerada en comparación con las plantas contiguas, V_{Ed} es la suma de los esfuerzos cortantes de origen sísmico que actúan sobre todos los elementos verticales de la planta considera y q es el coeficiente de comportamiento.

El valor de ΔV_{Rw} será igual a dos veces el valor de la componente horizontal de F_{max} de la biela equivalente. Con la geometría planteada, el valor de ΔV_{Rw} se calcula a continuación:

$$\Delta V_{Rw} = 2 \cdot 573.04 \text{ KN} \cdot \cos(23.19^\circ) = 1053.41 \text{ KN}$$

Los valores de V_{Ed} de origen sísmico para las estructuras 6-C y 9-C son iguales a 981.52 KN y 1242.71 KN respectivamente. Por tanto, el factor de mayoración de los efectos de la acción sísmica para cada estructura se calculan:

$$\eta_{6-C} = 1 + \frac{1053.41 \text{ KN}}{981.52 \text{ KN}} = 2.073$$

$$\eta_{9-C} = 1 + \frac{11053.41 \text{ KN}}{1242.71 \text{ KN}} = 1.848$$

La **Tabla 16** resume los factores obtenidos mediante el análisis planteado y la expresión propuesta por el EC8. Se observa que el valor de FSR para la columna central de la estructura 6-C es

aproximadamente 20% menor que el valor de η , a pesar de ello el valor de FSR es adecuado pues la estructura muestra una respuesta satisfactoria ante el sismo de diseño pues no se forman rótulas en ambos extremos del pilar, hecho también atribuido a la sobrerresistencia global de la estructura.

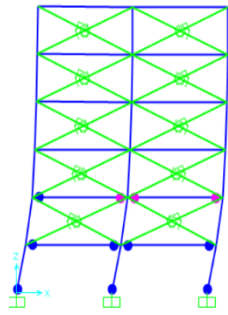
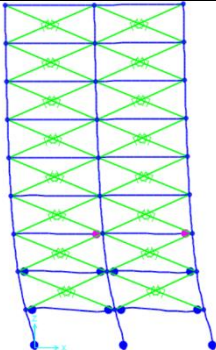
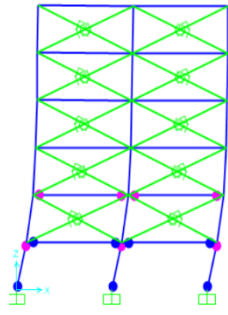
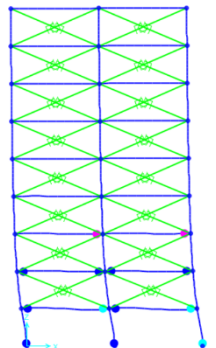
Tabla 16. Factores de mayoración de efectos de la acción sísmica

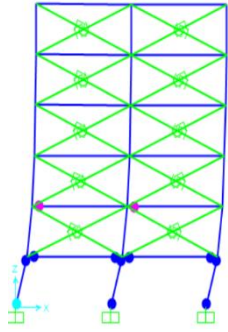
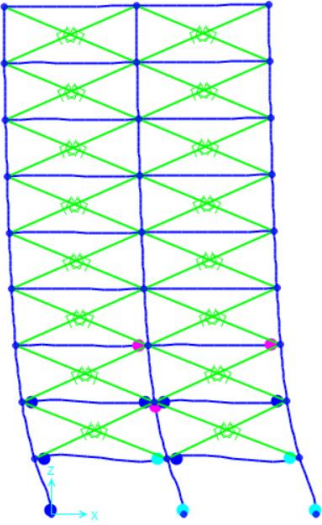
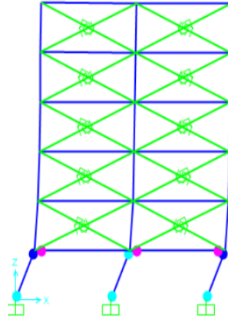
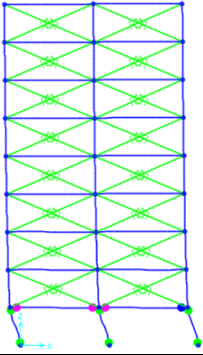
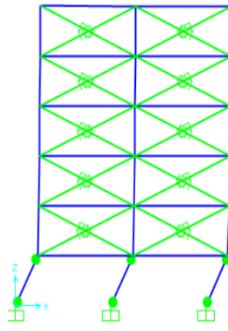
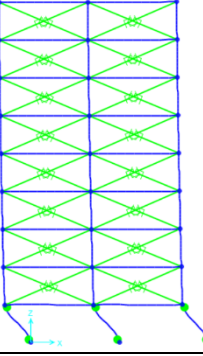
Estructura	FSR Borde	FSR Centro	η
6-C	2.41	1.68	2.07
9-C	2.64	1.84	1.85

Un último análisis se realizó en donde se disminuyó la capacidad de flexión de los pilares para buscar la formación de rótulas en sus extremos. Se disminuyó la capacidad de los pilares en 85, 80, 60 y 40 por ciento a través de reducir los valores de resistencia a flexión en el diagrama de capacidad de cada sección. Para una mejor representación, se muestra en la **Tabla 17** la variación en la formación de rótulas plásticas a medida que disminuye la capacidad a flexión de los pilares. Es evidente que, al disminuir la capacidad de los pilares, también se disminuye el factor FSR, por tanto, también se muestran dichos valores en la tabla.

Los resultados de este análisis mostraron que el factor de sobrerresistencia FSR calculado para las columnas de borde debe controlar el diseño, pues se observó que cuando este valor es menor al valor de η calculado se produce la plastificación los extremos de los pilares y por consiguiente la formación del mecanismo de piso débil.

Tabla 17. Respuesta sísmica en función del factor FSR

FSR	Estructura 6-C	FSR	Estructura 9-C	Disminución capacidad (%)
$FSR_{Borde} = 2.42$ $FSR_{Centro} = 1.68$		$FSR_{Borde} = 2.65$ $FSR_{Centro} = 1.84$		0
$FSR_{Borde} = 2.05$ $FSR_{Centro} = 1.43$		$FSR_{Borde} = 2.25$ $FSR_{Centro} = 1.56$		15%

FSR	Estructura 6-C	FSR	Estructura 9-C	Disminución capacidad (%)
$FSR_{Borde} = 1.93$ $FSR_{Centro} = 1.35$		$FSR_{Borde} = 2.12$ $FSR_{Centro} = 1.47$		20%
$FSR_{Borde} = 1.45$ $FSR_{Centro} = 1.01$		$FSR_{Borde} = 1.59$ $FSR_{Centro} = 1.10$		40%
$FSR_{Borde} = 0.97$ $FSR_{Centro} = 0.67$		$FSR_{Borde} = 1.06$ $FSR_{Centro} = 0.74$		60%

5 CONCLUSIONES

5.1 Conclusión general

La prevención de un mecanismo de piso débil se debe lograr a través del uso de factores de sobrerresistencia adecuados que aseguren que no exista plastificación en los dos extremos de los pilares en el piso de menor rigidez. Los factores de sobrerresistencia γ_{SRo} encontrados para los modelos de estudio son de **3.14** para la estructura de 6 plantas y **3.44** para la estructura de 9 plantas. Además, se observó que la ecuación 4.3.6.3.2 del Eurocódigo 8 [10] permite obtener valores consistentes con los resultados obtenidos y, por tanto, es válida para la amplificación de los esfuerzos de diseño cuando se trata el problema de piso débil.

5.2 Conclusiones específicas

Para la modelización del relleno de mampostería se definió como modelo válido para este estudio el propuesto por Calaveri y Di Trapani [22]. Se reprodujo numéricamente un ensayo experimental realizado por estos autores y se obtuvo valores similares. La modelización se realizó en SAP2000 y las propiedades no lineales del material fueron calculadas usando el Modelo de Histéresis Pivot, probado ya por los citados autores. Un valor de α_2 igual a 0.05 fue utilizado para la calibración del modelo de histéresis.

Se definió dos modelos de estudio, dos estructuras conformadas de pórticos planos, de 6 y 9 plantas cada una. Las estructuras fueron diseñadas conforme a las prescripciones de los Eurocódigos 2 y 8 [10], [27] para una ductilidad clase alta. La acción sísmica para diseño fue determinada conforme al espectro de diseño indicado por EC8 para un período de retorno de 475 años. Se modificó cada modelo de estudio con la inclusión de bielas equivalentes para simular los paneles de mampostería. Los efectos de la interacción mampostería-pórtico incrementaron la rigidez lateral de las estructuras y disminuyeron sus períodos de vibración.

Se realizaron análisis no lineal estático y dinámico a cada variación de cada estructura. Con los resultados se efectuó un análisis comparativo para observar las diferencias en la respuesta sísmica de cada modelo. Se destaca la importancia de tomar en cuenta los efectos de segundo orden en estas estructuras puesto a partir de cierto punto pueden generar disminución en la seguridad estructural.

La interacción de la mampostería con los pórticos puede ser favorable si la distribución de esta es adecuada en planta y elevación, pues permite resistir acciones sísmicas mayores con menores secciones. No obstante, debe tenerse especial atención cuando sea posible la rotura de los paneles en un movimiento sísmico pues puede generarse el mecanismo de piso débil, o, si la rotura es parcial, esfuerzos cortantes elevados pueden concentrarse en pequeñas zonas por la formación de columnas cortas en la estructura.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Se hace necesaria la definición y/o normalización de los parámetros de modelización de la interacción del panel de relleno. A pesar de que existen numerosos estudios con propuestas de métodos, la gran variabilidad de materiales existentes para crear paneles de relleno en pórticos de hormigón armado introduce una gran incertidumbre en el cálculo de la obtención de los parámetros mecánicos de la biela equivalente.

Además, es necesaria la definición de una metodología de cuantificación y previsión del daño que se produce en los paneles de relleno ante eventos sísmicos para establecer una metodología de diseño que permitan evitar o limitar el daño de los paneles de relleno ante eventos sísmicos frecuentes.

6 REFERENCIAS

- [1] I. Avramidis, A. Athanatopoulou, K. Morfidis y A. Giaralis, «Design of R/C Buildings to EC8.1: A Critical Overview,» de *Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings Concepts, Commentary and Worked Examples with Flowcharts*, Switzerland, Springer International Publishing, 2016, pp. 59-168.
- [2] H. B. Kaushik, D. C. Rai, M. Eeri y S. K. Jain, «Code Approaches to Seismic Design of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-of-the-Art Review,» *Earthquake Spectra*, vol. 4, nº 22, pp. 961-983, 2006.
- [3] M. Priesstley, G. Calvi y M. Kowalsky, «Displacement-Based Seismic Design of Structures,» Pavia, IUSS Press, 2007, p. 721.
- [4] A. Sánchez Badillo y A. Terán Gilmore, «Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: Ejemplo de Aplicación,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, nº 78, pp. 47-71, 2008.
- [5] FEMA, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [6] T. Paulay y M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., 1992.
- [7] International Conference of Building Officials, *Uniform Building Code*, Whittier, California: International Conference of Building Officials, 1997.
- [8] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [9] Ministerio de Fomento, *Norma de Construcción Sismoresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*, Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento, 2002.
- [10] European Committee for Standardization, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, 2004.
- [11] A. Marí, «Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Structures. Design Based on Linear Analysis with Limited Moment Redistribution,» Barcelona, 2017.
- [12] J. M. Bairán, «A non-linear coupled model for the analysis of reinforced concrete sections under bending, shear torsion and axial forces,» Barcelona, 2005.

-
- [13] J. Calavera, Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón, vol. 1, Madrid: Intemac, S.A., 1999.
- [14] J. Kallaby, «Severe Events, Facing the Challenge,» *Structural Practices*, vol. Mar, pp. 14-17, 2007.
- [15] J. Kallaby y D. Millman, «Inelastic Analysis of Fixed Offshore Platforms for Earthquake Loading,» de *Offshore Technology Conference*, Dallas, Texas, 1975.
- [16] R. Moreno, «Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona,» Barcelona, 2006.
- [17] Computers & Structures, Inc., CSi Analysis Reference Manual For Sap2000, ETABAS, SAFE and CSiBridge, Berkeley, 2016.
- [18] A. K. Chopra, Dinámica de Estructuras, México: Pearson, 2014.
- [19] F. Crisafulli, «Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills,» Christchurch, 1997.
- [20] M. Dolsek y P. Fajfar, «The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment.,» *Engineering Structures*, nº 30, pp. 1991-2001, 2008.
- [21] H. Rodrigues, H. Varum y A. Costa, «Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels,» *Journal of Earthquake Engineering*, nº 14, pp. 390-416, 2010.
- [22] L. Calaveri y F. Di Trapani, «Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, nº 65, pp. 224-242, 2014.
- [23] F. Crisafulli y A. Carr, «Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frame Structures,» *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 40, nº 2, 2007.
- [24] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arede y H. Varum, «Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, nº 45, pp. 507-524, 2015.
- [25] M. H. Al Hanoun, L. Abrahamczyk y J. Schwarz, «Macromodeling of in- and out-of-plane behavior of unreinforced masonry infill walls,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, nº 17, pp. 519-535, 2018.
- [26] R. Dowel, F. Seible y E. Wilson, «Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members,» *ACI Structural Journal*, vol. 95, nº 5, pp. 607-617, 1998.

- [27] European Committee for Standardization, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [28] J. M. Bairán, «Cálculo del diagrama momento curvatura bilineal / cuatrilineal,» Barcelona, 2019.